

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## DIPLOMOVÁ PRÁCE

**Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511**

The design of bridge overpass on Prague Highway bypass, part 511

**Bc. Zuzana Vávrová**

Studijní program:

Stavební inženýrství

Studijní obor:

Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce:

doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.

**Praha 2020**



## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vávrová Jméno: Zuzana Osobní číslo: 438521  
Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511  
Název diplomové práce anglicky: The design of bridge overpass on Prague Highway bypass, part 511

Pokyny pro vypracování:

Návrh variant konstrukčního řešení mostu a jejich vyhodnocení

Základní výkresová dokumentace mostu včetně postupu výstavby

Statický návrh a posouzení konstrukce s uvážením technologie a postupu výstavby

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 1.10.2019 Termín odevzdání diplomové práce: 5.1.2020  
*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

2.10.2019

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)



## **Prohlášení autora**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracovala samostatně, s výjimkou poskytnutých konzultací. Veškeré podklady, které jsem při psaní práce použila, jsou řádně citovány a uvedené v seznamu použité literatury, dle Metodického pokynu č. 1/2009.

V Praze .....

.....

Bc. Zuzana Vávrová

## **Poděkování**

Ráda bych touto cestou poděkovala vedoucímu této diplomové práce doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. za jeho cenné rady a konzultace, které mi během psaní práce poskytoval.





## **Abstrakt**

Tato diplomová práce se zabývá statickým návrhem a posouzením konstrukce silničního nadjezdu. V rámci této práce byly prověřeny 2 varianty konstrukčního řešení. Most je součástí mimoúrovňové křižovatky (MÚK Dubeč) na silničním okruhu kolem Prahy 511 (SOKP 511). Konstrukce je navržena jako půdorysně zakřivená spojitá monolitická trámová o 7 polích. Práce se skládá ze tří částí a to z technické zprávy, statického výpočtu a výkresové dokumentace.

## **Klíčová slova**

Předpjatá půdorysně zakřivená konstrukce, uspořádání ložisek, vliv kroucení

## **Abstract**

This diploma thesis deals with a design and structural analysis of the bridge overpass. Two structural variants were verified. The bridge is a part of a road flyover (MÚK Dubeč) on Prague Highway bypass, part 511. The bridge is designed as curved continuous monolithic beam construction with 7 spans. The thesis consists of three parts: technical report, static calculation and drawing documentation.

## **Keywords**

Pre - stressed curved construction, arrangement of bearings, effect of torsion



## **Použitá literatura**

### **Knihy**

[1] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2 - cvičení: Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 9788001044339.

### **Normy a předpisy**

[2] ČSN EN 1990 ed. 2, Eurokód. Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[3] ČSN EN 1991-1-1, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004.

[4] ČSN EN 1991-1-4, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Český normalizační institut, 2005.

[5] ČSN EN 1991-1-5, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: Český normalizační institut, 2005.

[6] ČSN EN 1991-1-6, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění. Praha: Český normalizační institut, 2006.

[7] ČSN EN 1991-2 ed. 2, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2015.

[8] ČSN EN 1992-1-1 ed 2, Eurokód 2. Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2011.

[9] ČSN EN 1992-2, Eurokód 2. Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut, 2007.

[10] ČSN EN 1998-1 ed. 2, Eurokód 8. Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1 - Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

[11] ČSN EN 1998-2 ed. 2, Eurokód 8. Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2 - Mosty. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

[12] TNI 73 6270, Mostní ložiska. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.



## **Úvod**

Předmětem této diplomové práce je návrh a vyhodnocení variant konstrukčního řešení nového silničního nadjezdu. Jedná se o trvalý kolmý půdorysně zakřivený mostní objekt pozemní komunikace o 7 polích je součástí mimoúrovňové křižovatky (MÚK Dubeč) a umožňuje převedení trasy Štěrboholské radiály přes dálnici D0 a přeložku silnice I/12. Konstrukce mostu je navržena jako monolitický plnostěnný trámový spojitý nosník s vyloženými konzolami.

Po zvolení vhodnější varianty konstrukce mostu bude proveden statický výpočet dle příslušných norem s uvážením technologie a postupu výstavby. Nosná konstrukce bude posouzena na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti v rozhodujících průřezích podle platných evropských norem.

Následně bude vypracována základní výkresová dokumentace mostu včetně postupu výstavby.

Práce se skládá ze tří částí a to z technické zprávy, statického výpočtu a výkresové dokumentace.

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## DIPLOMOVÁ PRÁCE

**Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511**

The design of bridge overpass on Prague Highway bypass, part 511

**A. Technická zpráva**

**Bc. Zuzana Vávrová**



## **OBSAH**

<b>1.</b>	<b>IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU .....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU .....</b>	<b>2</b>
<b>3.</b>	<b>ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ .....</b>	<b>3</b>
3.1.	ÚČEL MOSTU .....	3
3.2.	CHARAKTER PŘEVÁDĚNÉ TRASY .....	3
3.3.	ÚZEMNÍ PODMÍNKY .....	3
3.4.	GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY .....	3
<b>4.</b>	<b>TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU .....</b>	<b>5</b>
4.1.	POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU .....	5
4.1.1.	Hlavní nosná konstrukce .....	5
4.1.2.	Ložiska .....	5
4.2.	ÚDAJE O ZALOŽENÍ A SPODNÍ STAVBĚ .....	5
4.2.1.	Založení spodní stavby .....	5
4.2.2.	SPODNÍ STAVBA .....	6
4.3.	VYBAVENÍ MOSTU .....	6
4.3.1.	Vozovka a izolace .....	6
4.3.2.	Římsy .....	6
4.3.3.	Zadržné zařízení .....	6
4.3.4.	Odvodnění .....	7
4.4.	ZPĚTNÉ ZÁSYPY A ÚPRAVY POD A KOLEM MOSTU, PŘECHODOVÁ OBLAST ...	7
4.4.1.	Zpětné zásypy a úpravy pod a kolem mostu .....	7
4.4.2.	Přechodová oblast .....	8
4.5.	STATICKÉ POSOUZENÍ MOSTU .....	8
<b>5.</b>	<b>VÝSTAVBA MOSTU .....</b>	<b>9</b>
5.1.	POSTUP A TECHNOLOGIE VÝSTAVBY MOSTU .....	9



# **1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU**

<b><i>Název objektu</i></b>	<b>MÚK Dubeč – Most na větvi A</b>
<i>Obec</i>	Hlavní město Praha, Praha – východ
<i>Katastrální území</i>	Běchovice
<i>Kraj</i>	Hlavní město Praha, Středočeský kraj
<i>Druh převáděné komunikace</i>	Silnice I. Třídy
<i>Kategorie komunikace</i>	S9,5/50
<i>Staničení mostu</i>	km 0,522 546 – Začátek úprav km 0,531 283 – Podpora O1 km 0,558 099 – Podpora P2 km 0,577 283 – Křížení s SO 101 km 0,596 179 – Podpora P3 km 0,627 082 – Podpora P4 km 0,657 983 – Podpora P5 km 0,688 882 – Podpora P6 km 0,707 668 – Křížení s SO 102 km 0,726 953 – Podpora P7 km 0,753 759 – Podpora O8 km 0,762 230 – Konec úprav
<i>Staničení přemostované překážky</i>	Pozemní komunikace – km 64,926 462 Pozemní komunikace – km 1,278 830
<i>Úhel křížení</i>	84,00° – Hlavní trasa D0 511 85,43° – Přeložka silnice I/12
<i>Požadovaná podjezdná výška</i>	4,20+0,15 m
<i>Volná výška pod mostem</i>	5,87 m v křížení s Přeložkou silnice I/12



## 2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU

### Charakteristika mostu

Trvalý kolmý mostní objekt pozemní komunikace o 7 polích je součástí mimoúrovňové křižovatky (MÚK Dubeč) a umožňuje převedení trasy Štěrboholské radiály přes dálnici D0 a přeložku silnice I/12. Most se nachází částečně ve směrových obloucích a částečně v přechodnici. Konstrukce mostu je navržena jako monolitický plnostěnný trámový spojitý nosník s vyloženými konzolami. Spodní stavba je monolitická založená na pilotách vrtaných z úrovně upraveného terénu. Na obou opěrách jsou zavěšená monolitická křídla.

<i>Délka přemostění</i>	221,500 m (v ose mostu) 220,776 m (v ose komunikace)
<i>Délka mostu</i>	236,900 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	224,900 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí</i>	26,90 + 38,20 + 3 x 31,00 + 38,20 + 26,90 m
<i>Volná šířka mostu</i>	9,10 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	0,75 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	11,20 m
<i>Celková šířka mostu (včetně říms)</i>	11,80 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	9,70 m
<i>Stavební výška</i>	1,78 m
<i>Plocha nosné konstrukce mostu</i> <sup>1</sup>	11,13 x 224,90 = 2 541,37 m <sup>2</sup>
<i>Zatížení mostu</i>	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203), platné od 2019-01-01 Tabulka NA.3 – Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené příslušným úřadem (Ministerstvo dopravy ČR) a to jsou: LM3 = 1800/200 a LM3 = 3000/240 (jedná se o jediné vozidlo na mostě).

<sup>1</sup> Šířka nosné konstrukce x délka nosné konstrukce



## **3. ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ**

### **3.1. ÚČEL MOSTU**

Most umožňuje převedení větve A silniční křižovatky MÚK Dubeč přes hlavní trasu a přeložku silnice I/12.

### **3.2. CHARAKTER PŘEVÁDĚNÉ TRASY**

Šířkové uspořádání	S9,5/50 (na mostě rozšíření v oblouku, celková šířka vozovky na mostě 9,1 m)
Směrové poměry v místě mostu	Směrově v obloucích ( $R_1 = 175,0$ m a $R_2 = 158,0$ m) a přechodnici délky 60,0 m Jednostranný sklon (2,50 %)
Výškové poměry v místě mostu	Výškově ve vrcholovém oblouku ( $R = 3300,0$ m), podélný sklon proměnný (0,0 % - 3,48 %)

### **3.3. ÚZEMNÍ PODMÍKY**

Území v okolí mostního objektu je rovinaté, zatím bez větší zástavby a jeho charakter bude určovat projektovaná mimoúrovňová křižovatka a přemostované překážky. Most se nachází ve výšce 9,70 m nad terénem.

### **3.4. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY**

V místě mostního objektu byly zastiženy v hloubce 0 - 4,0 m kvartérní deluviální zeminy typu jílu se střední plasticitou tuhé až pevné konzistence, do hloubky zcela rozložená břidlice na pevný jíl – geotechnický typ Q4. V hloubce od 4,0 - 6,0 m byla zjištěna přítomnost břidlice jílovité, místy prachovité, zcela zvětralé, extrémně nízké pevnosti, horninu lze škrábat – geotechnický typ O1. V hloubce od 6,0 - 8,0 m byla zastižena břidlice jílovitá, místy prachovitá, velmi zvětralá, velmi nízké pevnosti, horninu lze škrábat – geotechnický typ O2. Od hloubky 8,0 (9,0) do přibližně 15, m pokračuje břidlice jílovitá, místy prachovitá, velmi zvětralá, nízké, místy až střední pevnosti, horninu lze lehce rozbít kladivem – geotechnický typ O3.

Pevný skalní podklad tvořený prachovitými břidlicemi nepravidelně zvětrává podél poruchových zón. Hranice pevného skalního podkladu kategorie R4 je zvlněná a je tudíž nutné pro návrh založení jednotlivých pilířů a opěr vycházet z každého samostatného vrtu.

Dle ČSN EN 206-1 byla určena agresivita na beton stupněm XA2 (středně agresivní chemické prostředí), agresivita pro ocel byla ohodnocena dle ČSN 03 8375 stupněm IV. (velmi vysoká agresivita).

Založení objektu se doporučuje hlubinné na pilotách. Pro vrtatelnost pilot byla stanovena třída II. – III.

Stavba spadá do 2. geotechnické kategorie. Dle ČSN EN 1997-1 jsou základové poměry považovány za složité, zvětrávání pevného skalního podkladu (prachovitých břidlic) kolísá v závislosti na výskytu poruchových zón, podzemní voda má nepříznivý vliv na konstrukci. Konstrukce je zařazena mezi náročné konstrukce.





Zastoupené geotechnické typy zemin a hornin :

Označení GT typu	Geneze	Zatřídění	Popis
Q4	Kvartér	F4CS, F3MS, F1CG, F6CI	Svahové (deluviální) hlíny, jíly se střední plasticitou, jíly písčité s úlomky a střípky podložních hornin
O1	Ordovik	R6 ( $\sigma_c = 0,5 - 1,5$ MPa)	Břidlice jílovitá, místy prachovitá (jílovce, prachovce), zcela zvětralá, extrémně nízké pevnosti, charakteru pevného až tvrdého jílu s úlomky horniny)
O2	Ordovik	R5 ( $\sigma_c = 1,5 - 5$ MPa)	Břidlice jílovitá, místy prachovitá (jílovce, prachovce), velmi zvětralá, velmi nízké pevnosti, horninu lze škrábat
O3	Ordovik	R4 ( $\sigma_c = 5 - 15$ MPa) R3 ( $\sigma_c = 5 - 50$ MPa)	Břidlice jílovitá, místy prachovitá (jílovce, prachovce), velmi zvětralá, nízké místy až střední pevnosti, horninu lze lehce místy až těžce rozbítet kladivem

Geotechnické parametry zemin a hornin jsou znázorněny v následující tabulce:

Geotechnický typ	O1	O2	O3	Geotechnický typ	Q4
<b>Zatřídění dle ČSN 736133 a ČSN P 73 1005</b>	R6	R5	R4	<b>Zatřídění dle ČSN 736133 a ČSN P 73 1005</b>	F4CS, F3MS, F1CG, F6CI
$\gamma_n$ (kN.m <sup>-3</sup> )	20.0 - 21.0	19.5 - 22.5	21.5 - 24.0	$\gamma_n$ (kN.m <sup>-3</sup> )	18.5 - 19.5
$\rho_d$ (t . m <sup>-3</sup> )	1,7 - 1,8	2.0 - 2.2	2.3 - 2.5.	$\rho_d$ (t . m <sup>-3</sup> )	
$\sigma_c$ (MPa)	-	2	4 - 5	<b>Konzistence, ulehlost</b>	tuhá - pevná
$E_{def}$ (MPa)	10 - 20	15 - 50	25 - 200	$E_{def}$ (MPa)	6 - 12
$\nu$ (1)	0.35 - 0.40	0.30	0.20	$\nu$ (1)	0.30 - 0.40
$\varphi_{ef}$ (°)	25 - 28	16 - 30	25 - 36	$\varphi_{ef}$ (°)	25 - 28
$c_{ef}$ (kPa)	18 - 20	20 - 50	10 - 80	$c_{ef}$ (kPa)	10 - 20
<b>Vrtatelnost</b>	2. tř.	1. tř.	3. tř.	<b>Vrtatelnost</b>	1. - 2. tř.
<b>Těžitelnost (TKP4)</b>	I.	I.	II.	<b>Těžitelnost (TKP4)</b>	I.



## 4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

### 4.1. POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU

Most je navržen jako předpjatý monolitický trémový plnostěnný spojitý nosník o sedmi polích 26,90 + 38,20 + 3 x 31,00 + 38,20 + 26,90 m o celkové délce 223,20 m

#### 4.1.1. Hlavní nosná konstrukce

V příčném směru se jedná o symetrický trémový nosník s vyloženými konzolami. Konstrukční výška trámu je 1,60 m, šířka spodní hrany je 5,0 m. Konzoly s vyložením 2,60 m mají tloušťku ve vetknutí 0,50 m, směrem k volným koncům se tloušťka zmenšuje lineárním náběhem na tloušťku 0,30 m. Nad opěrami jsou navrženy koncové příčníky šířky 1,70 m.

Horní povrch mostovky má stejně jako vozovka jednostranný sklon 2,50 %. Na levé straně mostu je navržen protispád 6,00 % šířky 0,80 m.

Konstrukce se nachází ve vrcholovém oblouku a podélný spád nosné konstrukce je proměnný po délce mostu.

Nosná konstrukce mostu je navržena z betonu C35/45 - XC4 + XF2 + XD3 a bude vyztužena ocelí B500B. Pro podélné předpětí nosné konstrukce jsou navržena předpínací lana Y1860S7-15,7.

#### 4.1.2. Ložiska

Ložiska jsou navržena hrncová. Návrh byl proveden s výpočtem dle mezních stavů. Ložiska budou uložena do vrstvy polymerbetonu tl. 20 mm.

Ložiska jsou uložena na opěrách na podložiskových blocích dle VL4 304.01, 304.05. Nosná konstrukce je na každou podpěru uložena dle VL4 304.04. Hlava pilířů je upravena pro umožnění instalace lisů pro výměnu ložisek dle VL4 304.05. Prostor mezi nosnou konstrukcí a podporou (úložný práh opěry či pilíře) je min. 400 mm v ose ložiska.

### 4.2. ÚDAJE O ZALOŽENÍ A SPODNÍ STAVBĚ

#### 4.2.1. Založení spodní stavby

##### *Hlubinné založení*

Na základě výsledků a doporučení inženýrsko-geologického průzkumu je navrženo hlubinné založení pilířů a opěr na velkopřůměrových pilotách Ø 1,20 m uspořádaných ve dvou řadách a vrtaných z úrovně upraveného terénu. Piloty budou ze železobetonu (beton C25/30 - XC2 + XA2 a ocel B500B).

##### *Základy*

Po zhotovení všech pilot na pilířích budou provedeny výkopy pro základy pilířů. Opěra O1 je založena na násypu. Opěra O8 je založena částečně na násypu a v odkopu.



Podkladní beton C16/20 – XC2 + XA2 bude o půdorysném rozměru minimálně o 0,50 m větším na každou stranu než je rozměr základu. Průměrná tloušťka podkladního betonu opěr je uvažována 200 mm.

Základy budou vybetonovány z betonu C30/37 – XC4 + XF2 + XD1 pro základy mimo dosah CHRL a z betonu C30/37 – XC4 + XF4 + XD1 pro základy v dosahu CHRL. Vnitřní podpěry a dříky opěr jsou vetknuté do základového bloku.

#### **4.2.2. SPODNÍ STAVBA**

Spodní stavbu tvoří pilíře oválného průřezu s kalichovitým rozšířením ve vrcholu.

Opěry jsou masivní železobetonové. O základy bude možné opřít skruž. Křídla na opěrách O1 a O8 jsou rovnoběžná a vetknutá do dříku opěry. Na obou opěrách je přístup pod mostní závěr. Vzhledem k výšce násypu jsou navrženy přechodové desky délky 5 m.

### **4.3. VYBAVENÍ MOSTU**

#### **4.3.1. Vozovka a izolace**

Vozovky a izolace jsou navrhovány dle ČSN 73 6242. Izolace mostovky je z asfaltových natavovaných pásů (NAIP) v tl. 5 mm. Pod římsou je izolace upravena dle VL4 403.45.

Na mostě v místě komunikace je navržena vozovka třívrstvá celkové tloušťky 135 mm (včetně izolace) ve složení:

<i>vozovka</i>	130 mm
<i>izolační vrstva</i>	5 mm
<b>CELKEM konstrukce vozovky vč. izolace</b>	<b>135 mm</b>

#### **4.3.2. Římsy**

Římsy jsou navrženy monolitické železobetonové z betonu C30/37 – XC4 + XF4 + XD3 s výztuží z oceli B500B. Pravá římsa má šířku 0,85 m se sklonem horního povrchu 4,0% směrem k vozovce. Svislá část římsy má výšku 0,65 m a šířku 0,30 m. Levá římsa má šířku 1,85 m se sklonem horního povrchu 4,0 %. Svislá část římsy má výšku 0,70 m a šířku 0,30 m.

#### **4.3.3. Zádržné zařízení**

##### ***Zábradlí***

Na mostní římsy je navrženo záchytné zařízení ve formě ocelového zábradlí se svislou výplní. Jedná se o ocelové, svařované zábradlí výšky min. 1,10 m nad povrchem římsy.

##### ***Svodidla***

Na levé římsy je navrženo jednostranné ocelové zábradelní svodidlo, třída zadržení H2, výška madla na vozovkou min. 1,10 m. Na pravé římsy je navrženo



jednostranné mostní ocelové svodidlo, třída zadržení H2, pracovní šířka max. 1,00 m, výška horní hrany svodnice nad vozovkou min. 0,75 m.

### **PHS**

Na pravé římse je navržena protihluková stěna výšky 5,0 m od nivelety.

#### **4.3.4. Odvodnění**

Most je odvodněn podélným a příčným jednostranným sklonem po povrchu vozovky podél levé římsy směrem k opěrám. Těsnění spáry podél obrubníku je provedeno dle VL4 403.42. Na mostě je voda odvedena do vpustí s lapači nečistot. Odvodnění povrchu izolace je zajištěno odvodňovacími trubičkami dle VL4 406.11. Odvodňovací trubičky i vpusti jsou umístěny v ose odvodnění mostu a jsou svedeny do podélného svodu DN 150, který je napojen přes závěrnou zídku do šachet před a za mostem.

Odvodnění rubu opěr v přechodové oblasti mostu je zajištěno příčnou drenáží DN 150 mm umístěnou na rubu opěr. Drenáž je vedena v jednostranném příčném sklonu do svahového kuželu a zaústěna do vsakovací jímky mimo patu svahu dle VL4 204.02.

Odvodnění úložného prahu je řešeno dle VL4 204.03 a je vedeno jednostranným příčným sklonem směrem od služebního schodiště.

#### **4.4. ZPĚTNÉ ZÁSYPY A ÚPRAVY POD A KOLEM MOSTU, PŘECHODOVÁ OBLAST**

Zpevnění pod mostem bude provedeno v rozsahu 0,50 m vně od obrysu mostu. Ve směru jízdy jsou na obou opěrách navrženy služební schodiště šířky 0,75 m s obrubníkem 0,10 m dle VL4 206.21. Schodiště budou provedeny z prefabrikovaných dílců.

##### **4.4.1. Zpětné zásypy a úpravy pod a kolem mostu**

###### ***Zemní práce***

Dno výkopu bude vždy přesahovat obrys podkladního betonu o 500 mm (tedy 1000 mm od hrany základu).

###### ***Zpevnění pod mostem – plochy šikmé***

Svahy pod mostem větších sklonu (sklony 1:2,5 a strmější) budou zpevněny lomovým kamenem do betonu. Zpevnění bude po stranách ohraničeno obrubníkem šířky 0,10 m a pod svahem betonovým prahem 0,80 x 0,50 m dle VL 206.02. Tloušťka lomového kamene bude 200 mm a tloušťka betonového lože 150 mm. Do betonové vrstvy budou započítány a vždy provedeny svahové stupně max. 5,0 m od sebe.

###### ***Zpevnění pod mostem – plochy vodorovné nebo v malém sklonu***

Zbývající plochy pod mostem - vodorovné nebo v malém sklonu - budou upraveny zpravidla válcovaným štěrkopískem 16/32 mm tl. 150 mm na upravený povrch terénu. Plochy okolo pilířů budou v obrysu základu pilířů zpevněny lomovým kamenem.

###### ***Základna na konci křídel a rozšíření násypového tělesa***



Základna na konci křídel včetně rozšíření násypového tělesa bude provedena dle VL4 206.22 a VL4 206.23. Rozšíření násypového tělesa bude 0,5 m na délce 10,0 m. Základna bude v délce 5,0 m ohraničena obrubami tl. 100 mm respektive 150 mm (na hraně s komunikací). Základna bude použita k srovnání rozdílných sklonů mezi římsou a nezpevněnou krajnicí.

#### **4.4.2. Přechodová oblast**

Přechodové oblasti jsou navrženy dle VL 201.01

### **4.5. Statické posouzení mostu**

#### ***Zatěžovací třída, součinitele zatížení, mimořádná zatížení***

Most je navržen dle Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203), platné od 2019-01-01.

Součinitele zatížení jsou dány výše uvedenou normou.

Most je navržen na mimořádné zatížení dle tabulky NA.3 – Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené příslušným úřadem (Ministerstvo dopravy ČR) a to jsou: LM3 = 1800/200 a LM3 = 3000/240 (jedná se o jediné vozidlo na mostě).

#### ***Přehled provedených výpočtů***

Statický výpočet obsahuje:

- posudek hlubinného založení
- návrh a posouzení nosné konstrukce



## **5. VÝSTAVBA MOSTU**

### **5.1. POSTUP A TECHNOLOGIE VÝSTAVBY MOSTU**

***Předpokládaný postup výstavby:***

- Příprava staveniště
- Úprava stávajícího terénu a zhotovení plošin pro vrtání pilot.
- Vrtání pilot z připravených plošin
- Provedení výkopů, zhotovení podkladního betonu, odbourání přebetonovaných pilot
- Postupná výstavba základů opěr a pilířů
- Provedení dříků opěr a pilířů včetně ložiskových bloků
- Zásyp opěr do úrovně závěrné zídky a zásyp základů pilířů
- Montáž pevné skruže a bednění nosné konstrukce
- Uložení výztuže a předpínacích kabelů
- Betonáž a předepnutí nosné konstrukce v 7 etapách
- Betonáž závěrných zdí
- Demontáž pevné skruže
- Svahování pod opěrami v návaznosti na úpravu zemní pláně dálnice
- Dokončení přechodových oblastí, betonáž přechodových desek
- Položení izolace mostovky, postupná betonáž říms, osazení mostních dilatačních závěrů
- Provedení vozovkových vrstev na mostě, montáž svodidel, zábradlí
- Úpravy pod mostem a za koncem křídel, dlažby

Dokončovací práce, úklid staveniště

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## DIPLOMOVÁ PRÁCE

**Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511**

The design of bridge overpass on Prague Highway bypass, part 511

### **B. Statický výpočet**

**Bc. Zuzana Vávrová**



## **OBSAH**

<b>1</b>	<b>ÚVOD .....</b>	<b>3</b>
1.1	ROZSAH A ÚČEL STATICKÉHO VÝPOČTU .....	3
1.2	METODIKA VÝPOČTU .....	3
1.3	POUŽITÉ PROGRAMOVÉ VYBAVENÍ .....	3
<b>2</b>	<b>GEOMETRIE KONSTRUKCE .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>MATERIÁLY .....</b>	<b>6</b>
3.1	BETON .....	6
3.2	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ .....	6
3.3	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ .....	8
<b>4</b>	<b>VÝPOČET ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>9</b>
4.1	SKUPINA ZATÍŽENÍ $G_0$ – STÁLÉ – VLASTNÍ TÍHA .....	9
4.2	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $G_1$ – OSTATNÍ STÁLÉ .....	9
4.3	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $W$ – ZATÍŽENÍ VĚTREM .....	10
4.3.1	Výpočet rychlosti větru a dynamického tlaku .....	10
4.3.2	Výpočet sil od větru působících ve směru $x$ .....	11
4.3.3	Výpočet sil od větru působících ve směru $y$ .....	13
4.3.4	Výpočet sil od větru působících ve směru $z$ .....	13
4.4	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $T$ – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU .....	13
4.4.1	Zatížení rovnoměrnou teplotou .....	13
4.4.2	Zatížení nerovnoměrnou teplotou .....	14
4.5	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $MVL$ – SVISLÁ DOPRAVNÍ ZATÍŽENÍ .....	15
4.5.1	Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů .....	15
4.5.2	Zatěžovací schéma $LM1$ .....	16
4.5.3	Zatěžovací schéma $LM3$ .....	17
4.5.4	Zatížení chodci .....	18
4.6	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $S$ – ÚČINKY NEROVNOMĚRNHO SEDÁNÍ .....	18
4.7	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $B$ – ZATÍŽENÍ ROZJEZD. A BRZDNÝMI SILAMI .....	18
4.8	ODSTŘEDIVÁ SÍLA .....	19
<b>5</b>	<b>MODEL KONSTRUKCE .....</b>	<b>20</b>
5.1	POPIS MODELU .....	20
5.2	NÁHRADNÍ TUHOST SPODNÍ STAVBY .....	21
5.3	FÁZE VÝSTAVBY .....	21
<b>6</b>	<b>KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU .....</b>	<b>22</b>
<b>7</b>	<b>NÁVRH KONSTRUKCE V PODÉLNÉM SMĚRU .....</b>	<b>24</b>
7.1	NÁVRH PŘEDPĚTÍ .....	24
7.2	VNITŘNÍ SÍLY .....	24
7.3	KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....	28





---

7.3.1	Kombinace pro MSP.....	29
7.3.2	Kombinace pro MSÚ .....	29
<b>8</b>	<b>POSOUZENÍ KONSTRUKCE.....</b>	<b>31</b>
8.1	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI – OMEZENÍ NAPĚTÍ.....	31
8.1.1	Časový vývoj materiálových vlastností betonu .....	32
8.1.2	Posouzení MSP – fáze výstavby.....	33
8.1.3	Posouzení MSP – v čase vnesení $G_1$ – provedení říms.....	37
8.1.4	Posouzení MSP – v čase vnesení $G_1$ – provedení vozovky a svodidel .....	37
8.1.5	Posouzení MSP – v čase uvedení do provozu UP .....	38
8.1.6	Posouzení MSP – v čase na konci životnosti KŽ .....	39
8.2	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	40
8.2.1	Typová vyztužení .....	41
8.2.2	Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu UP .....	42
8.2.3	Posouzení MSÚ v čase na konci životnosti KŽ.....	44
<b>9</b>	<b>NÁVRH ULOŽENÍ MOSTU .....</b>	<b>46</b>
9.1	REAKCE OD NOSNÉ KONSTRUKCE.....	46
9.2	POSUNY LOŽISEK .....	49
9.3	NÁVRH DILATAČNÍCH ZÁVĚRŮ.....	50
<b>10</b>	<b>SPODNÍ STAVBA .....</b>	<b>51</b>
10.1	PILÍŘE .....	51
10.1.1	Běžný pilíř.....	51
10.1.2	Pilíře s pevným ložiskem .....	52
<b>11</b>	<b>ZALOŽENÍ PILÍŘŮ .....</b>	<b>55</b>



# **1 ÚVOD**

## **1.1 ROZSAH A ÚČEL STATICKÉHO VÝPOČTU**

Tento statický výpočet je nedílnou součástí diplomové práce Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511. Cílem statického výpočtu je návrh a posouzení prvků nosného systému mostu.

## **1.2 METODIKA VÝPOČTU**

Statický výpočet byl proveden s ohledem na platný soubor norem ČSN a ČSN EN:

- dle metodiky mezních stavů

Ve statickém výpočtu jsou posuzovány tyto mezní stavy:

- mezní stavy únosnosti
- mezní stavy použitelnosti

## **1.3 POUŽITÉ PROGRAMOVÉ VYBAVENÍ**

Pro globální analýzu nosné konstrukce byl využit prutový model v MKP software MIDAS CIVIL 2019. Pro posouzení jednotlivých průřezů byly využity produkty IDEA StatiCa a posudky v tabulkovém procesoru MS Excel. Posouzení založení bylo provedeno v modulech programu GEO5 (Piloty).

## 2 GEOMETRIE KONSTRUKCE

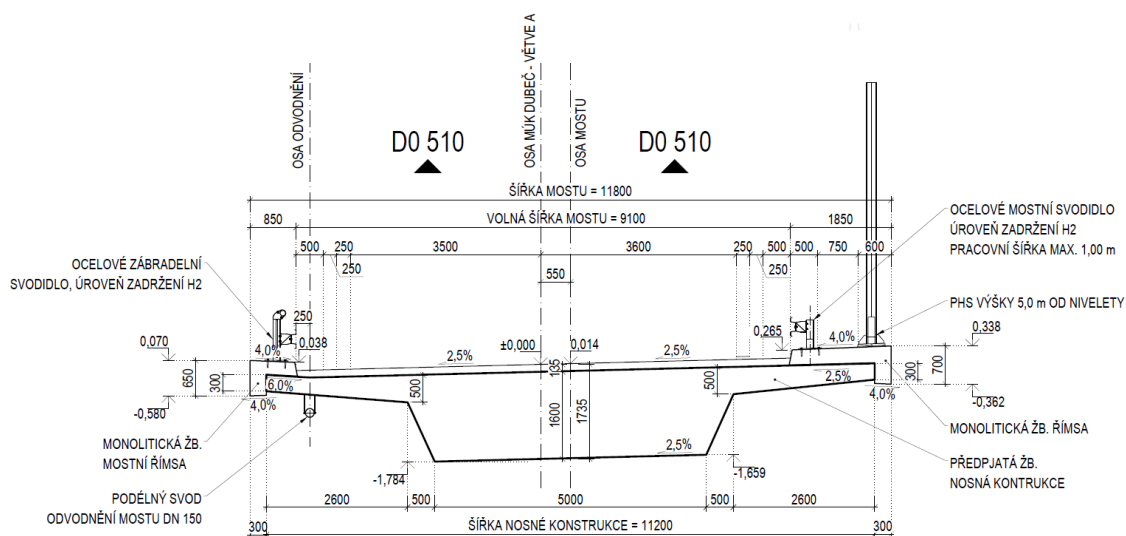
Konstrukce je navržena jako jednatrámová a její šířkové uspořádání vychází z kategorie převáděné komunikace S9,5/50. Navržené rozměry nosné konstrukce:

Výška konstrukce:  $h = 1,60 \text{ m}$

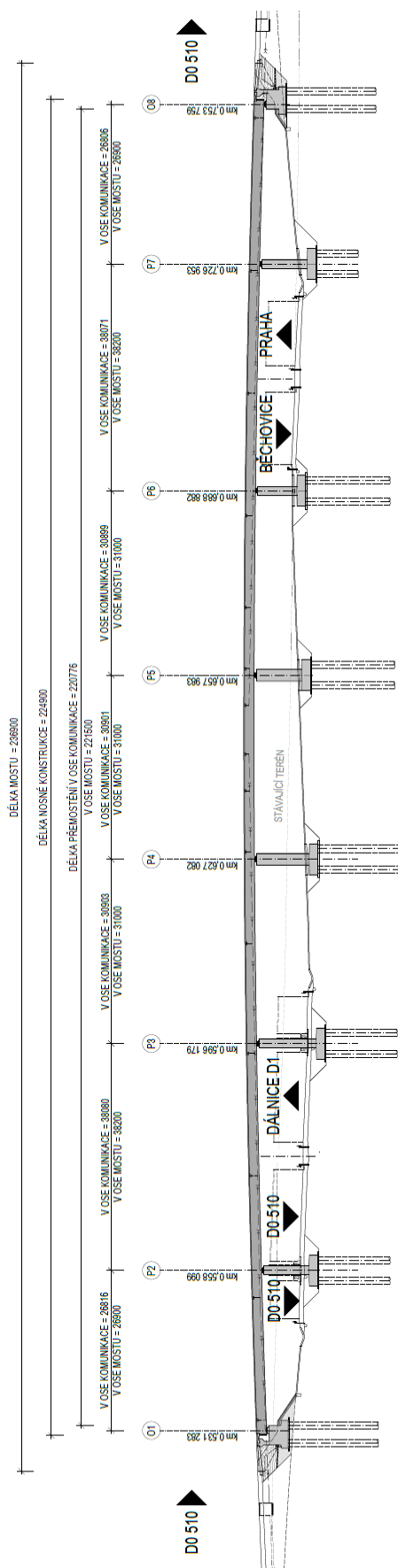
Spodní šířka trámu:  $b = 5,00 \text{ m}$

Tloušťka konzol:  $h_0 = 0,25 - 0,45 \text{ m}$

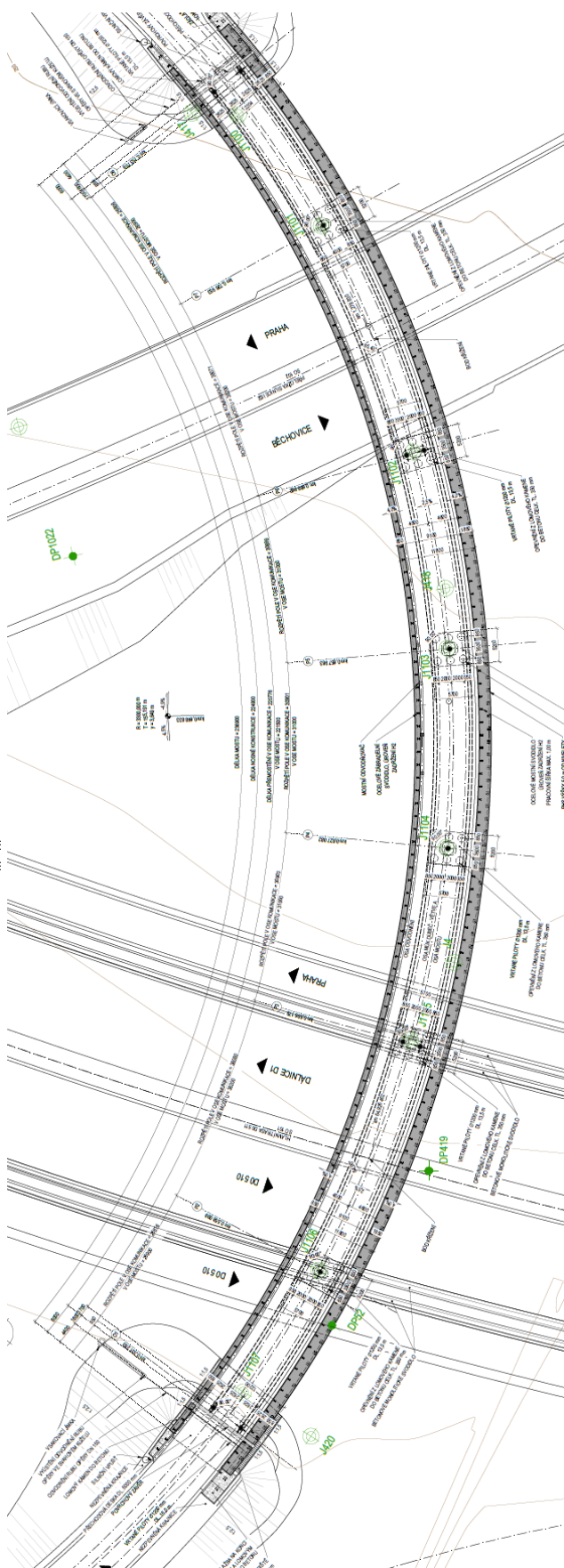
Vyložení konzol:  $b_0 = 2,60 \text{ m}$



Obrázek 1: Příčný řez NK



Obrázek 2: Podélný řez konstrukce



Obrázek 3: Půdorys konstrukce



### 3 MATERIÁLY

V následujícím souhrnu jsou uvedeny pouze materiály, které vstupují do jednotlivých posouzení. Doprovodné materiály (beton říms apod.) jsou vynechány.

#### 3.1 BETON

Zatřídění betonu bylo provedeno v souladu s normou ČSN EN 1992-1-1.

Tabulka 1: Použité třídy betonů

POUŽITÉ BETONY		
Konstrukční část stavby	Min. třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Piloty	C25/30	XA2, XC2
Dřívky pilířů	C30/37	XC4, XF2, XD1
Nosná konstrukce	C35/45	XC4, XF2, XD3

Tabulka 2: Materiálové vlastnosti betonu

ČASOVÝ VÝVOJ MATERIÁLOVÝCH VLASTNOSTÍ BETONU	
Základní informace o materiálu	
beton:	C35/45
druh cementu:	CEM 42,5 R, CEM 52,5 N a CEM 52,5 R

válcová pevnost:	$f_{ck} =$	35,00	Mpa
krychelná pevnost:	$f_{ck,cube} =$	45,00	Mpa
průměrná válcová pevnost:	$f_{cm} =$	43,00	Mpa
průměrná tahová pevnost:	$f_{ctm} =$	3,20	Mpa
95% kvantil tahová pev.:	$f_{ctk,0,95} =$	4,20	Mpa
5% kvantil tahová pevnost:	$f_{ctk,0,05} =$	2,20	Mpa
exponent:	$n =$	2,00	-
modul pružnosti:	$E_{cm} =$	34,00	Gpa

#### 3.2 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Výztuž je navržena prutová z žebírkové oceli B 500B.

Tabulka 3: Materiálové vlastnosti betonářské výztuže

Základní informace o materiálu			
ocel:		B500B	
charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} =$	500,00	MPa
návrhová mez kluzu:	$f_{yd} =$	434,78	MPa
návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s =$	200,00	GPa



Krycí vrstva betonářské výztuže byla určena dle ČSN EN 1992-1-1.

Tabulka 4: Určení krycí vrstvy betonářské výztuže NK

Výpočet krycí vrstvy – betonářská výztuž - NK			
Návrhová životnost:	100 let	Průměr prutu:	32 mm
Pevnostní třída:	C35/45	Deskové konstrukce:	NE
Zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby:	NE	Stupeň vlivu prostředí:	XC4, XD3, XF2

**Třída konstrukce:**

**S6**

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10\text{mm}\}$$

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti:	$C_{min,b} =$	32	mm
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí:	$C_{min,dur} =$	45	mm
přídavná bezpečnostní složka:	$\Delta C_{dur,y} =$	0	mm
redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli:	$\Delta C_{dur,st} =$	0	mm
redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany:	$\Delta C_{dur,add} =$	0	mm
min. betonová krycí vrstva:	$C_{min} =$	45	mm
přídavek k min. krycí vrstvě:	$\Delta C_{dev} =$	10	mm
	<b><math>C_{nom} =</math></b>	<b>55</b>	<b>mm</b>

Tabulka 5: Určení krycí vrstvy betonářské výztuže pilířů

Výpočet krycí vrstvy – betonářská výztuž - PILÍŘE			
Návrhová životnost:	100 let	Průměr prutu:	32 mm
Pevnostní třída:	C30/37	Deskové konstrukce:	NE
Zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby:	NE	Stupeň vlivu prostředí:	XC4, XF2, XD1

**Třída konstrukce:**

**S6**

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10\text{mm}\}$$

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti:	$C_{min,b} =$	32	mm
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí:	$C_{min,dur} =$	45	mm
přídavná bezpečnostní složka:	$\Delta C_{dur,y} =$	0	mm
redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli:	$\Delta C_{dur,st} =$	0	mm
redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany:	$\Delta C_{dur,add} =$	0	mm
min. betonová krycí vrstva:	$C_{min} =$	45	mm
přídavek k min. krycí vrstvě:	$\Delta C_{dev} =$	10	mm
	<b><math>C_{nom} =</math></b>	<b>55</b>	<b>mm</b>



### 3.3 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ

Podélné předpětí je navrženo z 19-ti lanových kabelů Y1860S7 – 15,7 – A.

Tabulka 6: Materiálové vlastnosti předpínací výztuže

MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE	
Základní informace o materiálu	
<b>ocel:</b>	<b>Y1860S7</b>
plocha jednoho lana:	$A_{pl} = 150,00 \text{ mm}^2$
počet lan	$n = 19,00 \text{ ks}$
průměr kanálku	$\emptyset = 95,00 \text{ mm}$
char.pevnost předpínací oceli v tahu:	$f_{pk} = 1860,00 \text{ MPa}$
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1%:	$f_{p0,1k} = 1636,80 \text{ GPa}$
návrhová hodnota napětí v předpínací oceli:	$f_{pd} = 1617,39 \text{ MPa}$
návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_p = 195,00 \text{ GPa}$
Parametry materiálu při předpětí	
<i>pokud měříme předpínací sílu s přesností <math>\pm 5\%</math>:</i>	
maximální napětí v předpínací výztuži:	$\sigma_{p,max} = 1554,96 \text{ MPa}$
<i>krátkodobé ztráty 5%:</i>	
počáteční napětí v průběžných kabelech:	$\sigma_{p,m,0} = 1475,00 \text{ MPa}$
Konstrukční zásady	
minimální vodorovná vzdálenost mezi kanálky	$s_x = 95,00 \text{ mm}$
minimální svislá vzdálenost mezi kanálky	$s_z = 95,00 \text{ mm}$

Tabulka 7: Určení krycí vrstvy předpínací výztuže

Výpočet krycí vrstvy – předpínací výztuž			
<b>Návrhová životnost:</b>	<b>100 let</b>	<b>Průměr kanálku:</b>	<b>100 mm</b>
<b>Pevnostní třída:</b>	<b>C35/45</b>	<b>Deskové konstrukce:</b>	<b>NE</b>
<b>Zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby:</b>	<b>NE</b>	<b>Stupeň vlivu prostředí:</b>	<b>XC4, XD3, XF2</b>
<b>Třída konstrukce:</b>	<b>S6</b>		

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$$

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti:	$c_{min,b} = 80 \text{ mm}$
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí:	$c_{min,dur} = 55 \text{ mm}$
přídavná bezpečnostní složka:	$\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$
redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli:	$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$
redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany:	$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$
min. betonová krycí vrstva:	$c_{min} = 80 \text{ mm}$
přídavek k min. krycí vrstvě:	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
	<b><math>c_{nom} = 90 \text{ mm}</math></b>



## 4 VÝPOČET ZATÍŽENÍ

### 4.1 SKUPINA ZATÍŽENÍ $G_0$ – STÁLÉ – VLASTNÍ TÍHA

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno použitým programem MIDAS Civil. Pro ověření geometrické správnosti zadaného modelu je zde provedena kontrola zatížení. Hodnoty objemových hmotností jednotlivých materiálů bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Tabulka 8: Kontrola generovaného stavu

Vlastní tíha - beton						
Označ.	Popis	A	$\gamma$	$q$	L	G
		[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]	[m]	[kN]
G0	Jednotrám	11,13	25,00	278,25	223,20	62105,40
CELKEM MIDAS						62104,84
POMĚR						1,00 OK

### 4.2 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $G_1$ – OSTATNÍ STÁLÉ

Zatížení ostatní stálá představují tíhu mostního svršku a vybavení mostu. Uvažovaná zatížení jsou zadávána jejich náhradami, tak aby jejich působení odpovídalo co nejvíce skutečnosti. Hodnoty objemových hmotností jednotlivých materiálů bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Zatížení od vozovkového souvrství bylo nahrazeno liniovým zatížením, působícím v ose komunikace, jež je posunuta od osy mostu o 0,5 m. Jelikož tloušťky provedených vrstev mohou být proměnlivé, tak se uvažuje rezerva 20 %. Ta je zahrnuta v přídatné vrstvě o tloušťce 30 mm.

Tabulka 9: Plošné ostatní stálé zatížení - vozovkové souvrství

Výpočet ostatního stálého zatížení - vozovka						
Označ.	Popis	tl.	$\gamma$	$q$	b	f
		[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[kN/m]
G <sub>1</sub>	Obrusná vrstva 40 mm (SMA 11+ 50/70)	0,040	24,000	0,960	9,100	8,736
G <sub>1</sub>	Ložní vrstva 50 mm (ACL 16+ 50/70)	0,050	24,000	1,200	9,100	10,920
G <sub>1</sub>	Ochranná vrstva 40 mm (MA 16 IV 50/70)	0,040	24,000	0,960	9,100	8,736
G <sub>1</sub>	Izolace 5 mm (NAIP)	0,005	22,000	0,110	9,100	1,001
G <sub>1</sub>	Rezerva 20%	0,030	24,000	0,720	9,100	6,552
$\Sigma$						35,945

Liniové ostatní stálé zatížení bylo zadané jako spojitě, působící v těžišti prvku, jež je posunutá od osy mostu o hodnotu  $e_x$ .





Tabulka 10: Liniové ostatní stálé zatížení

Výpočet ostatního stálého zatížení - vybavení					
Označ.	Popis	A	$\gamma$	f	$e_x$
		[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]	[m]
G <sub>1</sub>	Římsa levá	0,33	25,00	8,17	5,57
G <sub>1</sub>	Římsa pravá	0,65	25,00	16,21	-5,13
G <sub>1</sub>	Svodidlo levé	-	-	1,00	5,41
G <sub>1</sub>	Svodidlo pravé	-	-	1,00	-4,41
G <sub>1</sub>	PHS	-	-	2,50	-5,54

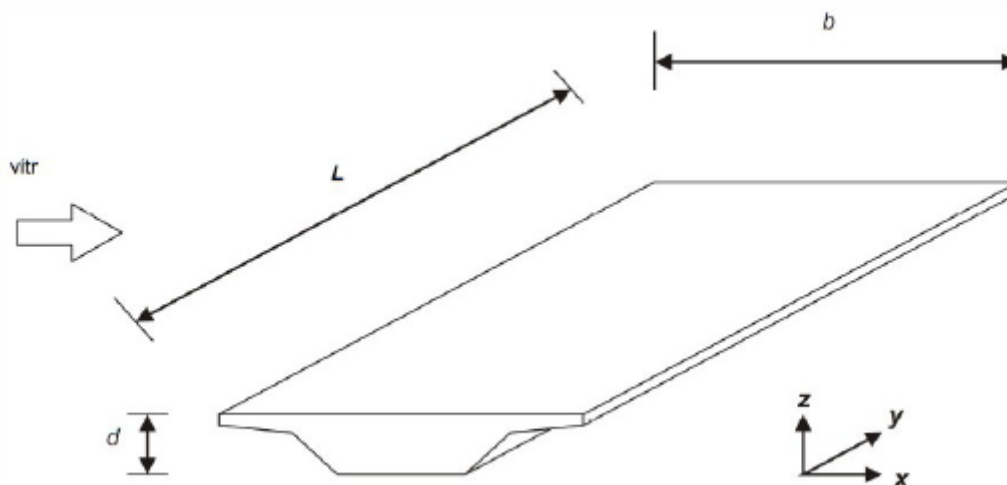
### 4.3 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ W – ZATÍŽENÍ VĚTREM

Zatížení větrem bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4, kapitola 8 Zatížení mostů větrem. Působení větrem bylo zadáváno liniově na nosnou konstrukci pro zohlednění účinků na spodní stavbu. Vzhledem k půdorysnému zakřivení konstrukce nelze zanedbat účinek příčného větru na vznik kroutícího momentu na nosné konstrukci. V softwaru byly vytvořeny kombinace všech směrů zatížení podle toho, zda mohou současně nastat – kombinace  $W_{xz}$  a  $W_{yz}$ .

#### 4.3.1 Výpočet rychlosti větru a dynamického tlaku

Tabulka 11: Výpočet základních charakteristik zatížení větrem

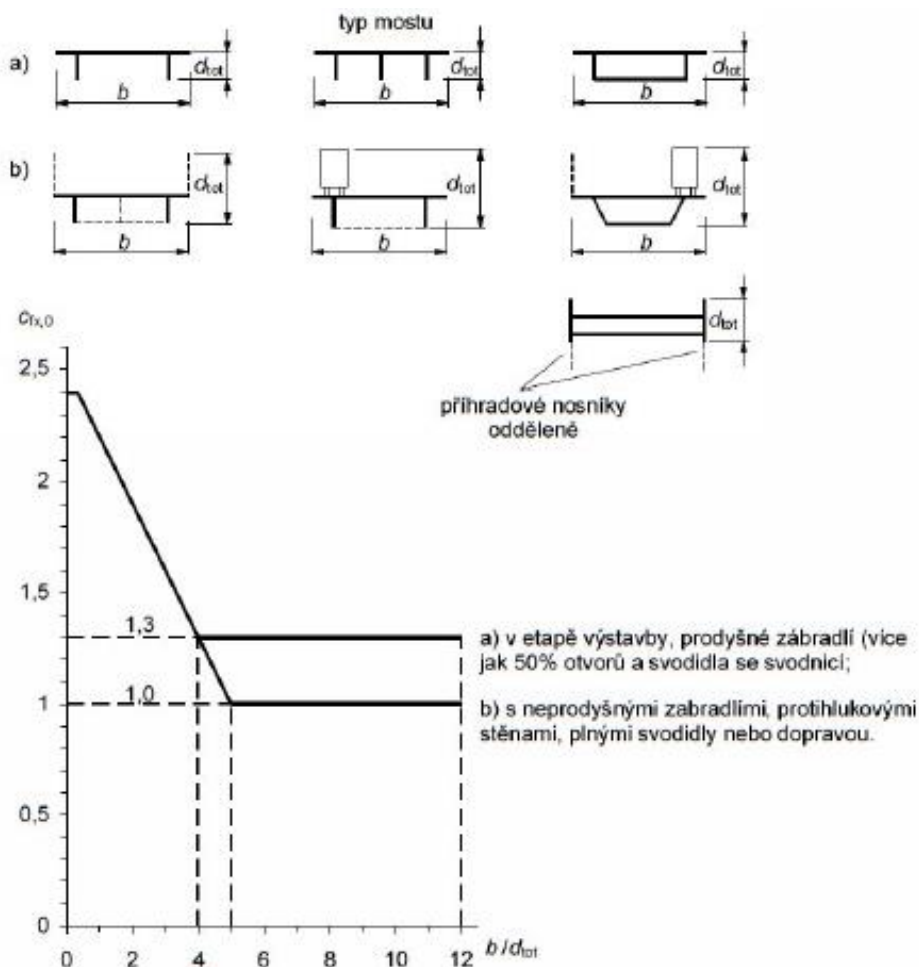
Charakteristiky zatížení větrem			
<b>výchozí rychlost větru:</b>	$v_{b,0} =$	<b>25,00</b>	<b>m/s</b>
<b>kategorie terénu:</b>	<b>kat.</b>	<b>II</b>	<b>-</b>
<b>posuzovaná výška:</b>	<b>z =</b>	<b>10,00</b>	<b>m</b>
součinitel směru větru:	$C_{dir} =$	1,00	-
součinitel ročního období:	$C_{season} =$	1,00	-
základní rychlost větru:	$v_b =$	<b>25,00</b>	<b>m/s</b>
součinitel terénu:	$k_r =$	0,19	-
minimální výška:	$z_{min} =$	2,00	m
parametr drsnosti terénu:	$z_0 =$	0,05	m
součinitel drsnosti terénu:	$C_r(z) =$	1,01	-
součinitel orografie:	$C_0(z) =$	1,00	-
střední rychlost větru:	$v_m(z) =$	<b>25,17</b>	<b>m/s</b>
součinitel turbulence	$k_l =$	1,00	-
intenzita turbulence:	$I_v(z) =$	<b>0,19</b>	<b>-</b>
měrná hmotnost vzduchu:	$\rho =$	1,25	kg/m <sup>3</sup>
<b>maximální dynamický tlak:</b>	$q_{p(z)} =$	<b>918,86</b>	<b>Pa</b>
součinitel expozice:	$C_e =$	2,35	-



Obrázek 4: Směry působícího zatížení větrem [4]

#### 4.3.2 Výpočet sil od větru působících ve směru x

Výpočet tlaku větru ve směru x je závislý na hodnotě součinitele  $c_{fx,0}$ , který byl určen z následujícího obrázku:



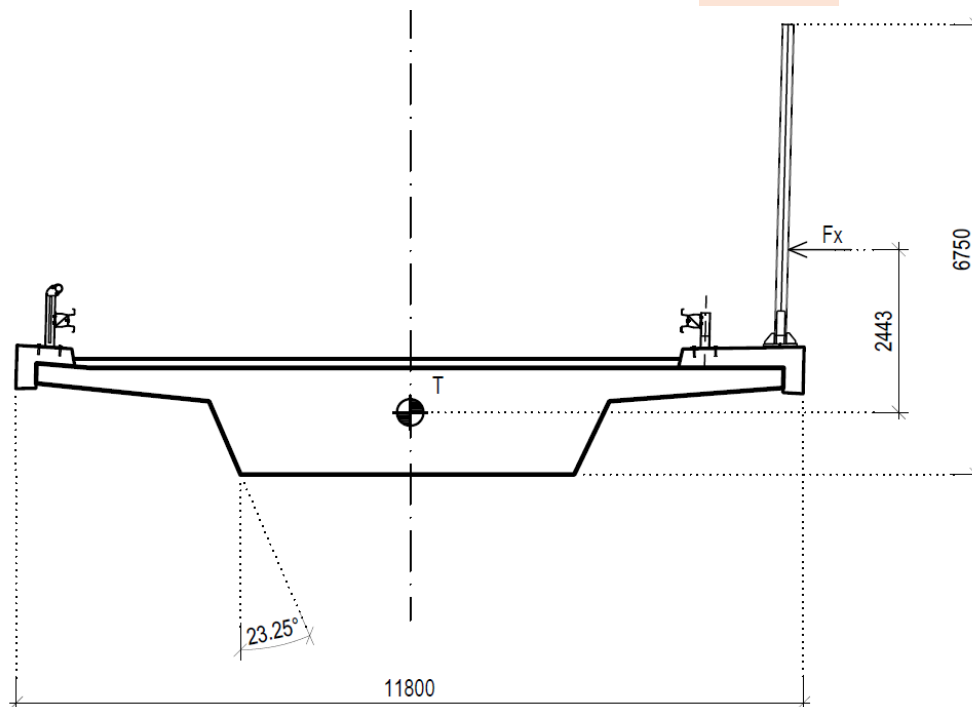
Obrázek 5: Určení součinitele síly pro mosty  $c_{fx,0}$  [4]



Hodnota  $d_{tot}$  pro provozní stav konstrukce zahrnuje výšku čelní plochy nosné konstrukce, včetně čelní plochy římsy a čelní plochy protihlukové stěny. Hodnota součinitele  $c_{fx,0}$  je díky odklonu čelní plochy NK od svislice o 0,5% na stupeň sklonu  $\alpha_1$  (maximálně však o 30%). Kvůli příčnému sklonu nosné konstrukce je součinitel  $c_{fx,0}$  zvýšen o 3,0% na stupeň sklonu (maximálně však o 25%).

Tabulka 12: Výpočet sil od větru ve směru x

Působení větru ve směru X			
výška konstrukce	$d_{tot} =$	6,75	m
šířka konstrukce	$b =$	11,80	m
odklon návětrné čelní strany od svislice	$\alpha_1 =$	23,25	°
odklon návětrné čelní strany od svislice	$\alpha_2 =$	1,43	°
poměr $b/d_{tot}$			
	$b/d_{tot} =$	1,75	-
souč. síly bez vlivu proudění kolem volných konců	$c_{fx,0} =$	1,95	-
snížení $c_{fx,0}$ díky odklonu čelní strany od svislice	$c_{fx,0} =$	1,72	-
snížení $c_{fx,0}$ díky příčnému sklonění NK	$c_{fx,0} =$	1,80	-
souč. zatížení větrem C ve směru x			
	$C =$	4,23	-
tlak větru ve směru x	$q_{px} =$	1651,42	Pa
liniové zatížení ve směru x			
	$f_{px} =$	11,15	kN/m



Obrázek 6: Působení příčného větru na nosnou konstrukci



### 4.3.3 Výpočet sil od větru působících ve směru y

Dle ČSN EN 1991-1-4 jsou podélné síly od větru ve směru osy y uvažovány jako 25 % příčných sil ve směru osy x.

Tabulka 13: Výpočet sil od větru ve směru y

Působení větru ve směru Y			
tlak větru ve směru y	$q_{py} =$	412,86	Pa
liniové zatížení ve směru - y	$f_{py} =$	2,79	kN/m

### 4.3.4 Výpočet sil od větru působících ve směru z

Pro výpočet sil od větru ve směru z bylo uvažováno  $d_{tot}$  jen jako výška nosné konstrukce bez dopravy a jakéhokoli zařízení. Součinitel  $c_{f,z}$  je určen dle NA.2.49 v ČSN EN 1991-1-4.

Tabulka 14: Výpočet sil od větru ve směru z

Působení větru ve směru Z			
výška konstrukce:	$d_{tot} =$	1,80	m
šířka konstrukce:	$b =$	11,20	m
součinitel síly pro mosty ve směru z	$c_{f,z} = \pm$	0,90	-
součinitel zatížení větrem ve směru z	$C =$	2,12	-
tlak větru ve směru z	$q_{pz} =$	826,98	Pa
liniové zatížení ve směru z	$f_{pz} =$	9,26	kN/m

## 4.4 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ T – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5. Pro návrh nosné konstrukce byly uvažovány vlivy rovnoměrného oteplení, resp. ochlazení a nelineární průběh teploty. Teplota provádění  $T_0$  nosné konstrukce byla uvažována 10°C (dle NA 2.21).

### 4.4.1 Zatížení rovnoměrnou teplotou

Rovnoměrná složka teploty je závislá na minimální ( $T_{min}$ ) a maximální ( $T_{max}$ ) teplotě vzduchu ve stínu, jejíž hodnoty jsou odvislé od místa stavby. Hodnoty  $T_{min}$  a  $T_{max}$  byly určeny dle obrázků NA.1 a NA.2 v ČSN EN 1991-1-5. Výsledné maximální rozsahy rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení a zkrácení jsou určeny v následující tabulce:

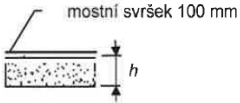
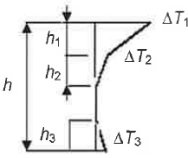
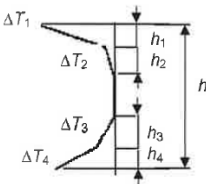
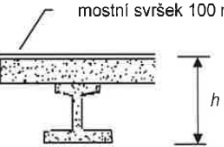



Tabulka 15: Určení maximálních rozsahů rovnoměrné složky teploty

Rovnoměrná teplota			
Výchozí údaje			
lokalita		Praha	
výchozí teplota	T <sub>o</sub> =	10,0	°C
maximální teplota vzduchu ve stínu	T <sub>max</sub> =	38,5	°C
minimální teplota vzduchu ve stínu	T <sub>min</sub> =	-30,5	°C
typ nosné konstrukce	typ	3.a - betonová desková konstrukce	
Výpočet zatížení - rovnoměrná teplota			
maximální rovnoměrná složka teploty mostu	T <sub>e,max</sub> =	40,0	°C
minimální rovnoměrná složka teploty mostu	T <sub>e,min</sub> =	-22,5	°C
max. rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu prodloužení	ΔT <sub>N,exp</sub> =	30,0	°C
max. rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu zkrácení	ΔT <sub>N,con</sub> =	-32,5	°C

#### 4.4.2 Zatížení nerovnoměrnou teplotou

Nelineární průběh teploty je stanoven dle postupu 2 v kapitole 6.1.4.2 v ČSN EN 1991-1-5 a vychází z obrázku 6.2c pro 3. typ konstrukce – betonová nosná konstrukce.

Typ konstrukce	Rozdíly teplot $\Delta T$																																																																	
	(a) oteplení	(b) ochlazení																																																																
<div></div> <p>Typ 3.a: betonová desková konstrukce</p>	<div></div> <p><math>h_1 = 0,3 h</math>, avšak <math>\leq 0,15 \text{ m}</math> <math>h_2 = 0,3 h</math>, avšak <math>\geq 0,10 \text{ m}</math> avšak <math>\leq 0,25 \text{ m}</math> <math>h_3 = 0,3 h</math>, avšak <math>\leq (0,10 + \text{tloušťka mostního svršku v m})</math> pro tenké desky je <math>h_3</math> omezeno <math>h - h_1 - h_2</math></p>	<div></div> <p><math>h_1 = h_4 = 0,20 h</math>, avšak <math>\leq 0,25 \text{ m}</math> <math>h_2 = h_3 = 0,25 h</math>, avšak <math>\leq 0,20 \text{ m}</math></p>																																																																
<div></div> <p>Typ 3.b: betonový nosník</p>																																																																		
<div></div> <p>Typ 3.c: betonový komorový nosník</p>	<table><tr><th><math>h</math></th><th><math>\Delta T_1</math></th><th><math>\Delta T_2</math></th><th><math>\Delta T_3</math></th></tr><tr><td>m</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td><math>\leq 0,2</math></td><td>8,5</td><td>3,5</td><td>0,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>12,0</td><td>3,0</td><td>1,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,0</td></tr><tr><td><math>\geq 0,8</math></td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,5</td></tr></table>	$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	m				$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<table><tr><th><math>h</math></th><th><math>\Delta T_1</math></th><th><math>\Delta T_2</math></th><th><math>\Delta T_3</math></th><th><math>\Delta T_4</math></th></tr><tr><td>m</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td><math>\leq 0,2</math></td><td>-2,0</td><td>-0,5</td><td>-0,5</td><td>-1,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>-4,5</td><td>-1,4</td><td>-1,0</td><td>-3,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>-6,5</td><td>-1,8</td><td>-1,5</td><td>-5,0</td></tr><tr><td>0,8</td><td>-7,6</td><td>-1,7</td><td>-1,5</td><td>-6,0</td></tr><tr><td>1,0</td><td>-8,0</td><td>-1,5</td><td>-1,5</td><td>-6,3</td></tr><tr><td><math>\geq 1,5</math></td><td>-8,4</td><td>-0,5</td><td>-1,0</td><td>-6,5</td></tr></table>	$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$	m					$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$																																																															
m																																																																		
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$																																																														
m																																																																		
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														

Obrázek 7: Průběh nerovnoměrné teploty po výšce průřezu [5]



Doporučené hodnoty průběhů rozdílů teplot platí pro mostní svršek o tloušťce 100 mm. Pro tloušťku 135 mm byly hodnoty upraveny dle přílohy B v ČSN EN 1991-1-5. Výsledné rozdíly teplot  $\Delta T$  působící po výšce průřezu jsou uvedeny v následující tabulce:

Tabulka 16: Výpočet rovnoměrné teploty

Nerovnoměrná teplota					
Výchozí údaje					
výška průřezu		$h =$	1,60	m	
tloušťka mostního svršku		$tl =$	0,135	m	
výchozí (počáteční) teplota		$T_0 =$	10,00	°C	
Oteplení - rozložení teploty po průřezu					
Teplota 1	$\Delta T_1 =$	11,05	°C	$h_1 =$	0,15 m $b_1 =$ 11,20 m
Teplota 2	$\Delta T_2 =$	2,65	°C	$h_2 =$	0,25 m $b_2 =$ 10,68 m
Teplota 3	$\Delta T_3 =$	2,15	°C	$h_3 =$	0,24 m $b_3 =$ 11,36 m
Ochlazení - rozložení teploty po průřezu					
Teplota 1	$\Delta T_1 =$	-7,07	°C	$h_1 =$	0,25 m $b_1 =$ 11,20 m
Teplota 2	$\Delta T_2 =$	-0,43	°C	$h_2 =$	0,20 m $b_2 =$ 9,75 m
Teplota 3	$\Delta T_3 =$	-1,07	°C	$h_3 =$	0,20 m $b_3 =$ 5,30 m
Teplota 3	$\Delta T_4 =$	-6,29	°C	$h_3 =$	0,25 m $b_3 =$ 5,12 m

## 4.5 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ MVL – SVISLÁ DOPRAVNÍ ZATÍŽENÍ

Konstrukce je navržena na zatížení dopravou dle evropské normy ČSN EN 1991-2 „Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení dopravou“.

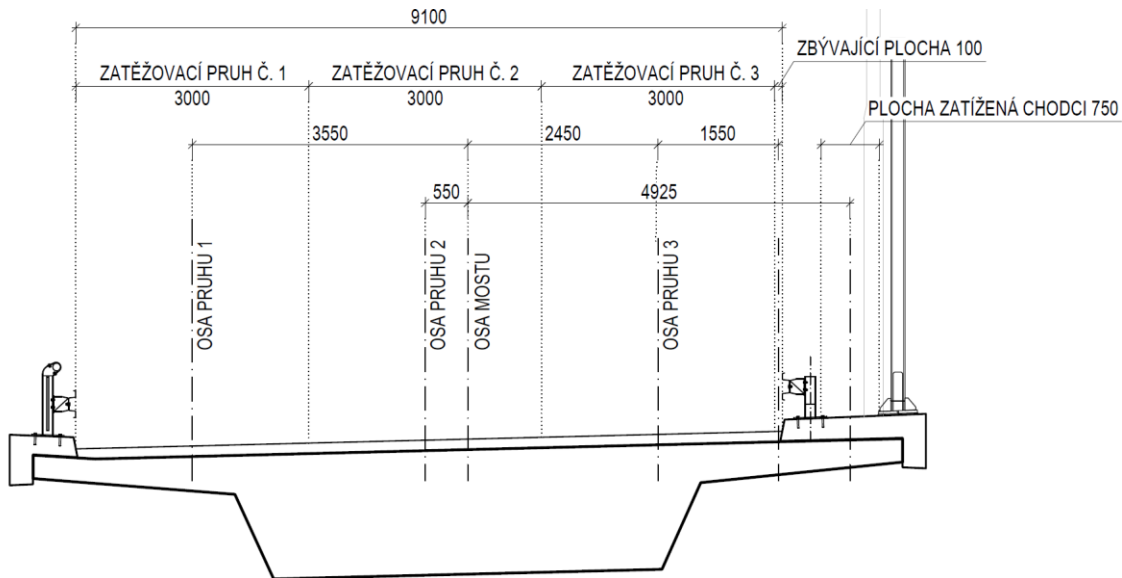
Uvažovaná zatěžovací schémata vycházejí ze zatřídění komunikace do skupiny 1 (podle NA.2.12):

- zatěžování schéma **LM1**
- zatěžovací schéma **LM3 1800/200**
- zatěžovací schéma **LM3 3000/240**
- rovnoměrné zatížení **chodci**

Pro vyhodnocení svislých pohyblivých zatížení od dopravy byl využit modul „moving load“ programu MIDAS Civil. Pro jednotlivé pruhy zatížení byla definována dráha, která kopíruje jejich směrové vedení. Pruhy jsou programem při výpočtu zaměnitelné pro dosažení extrémního zatěžovacího stavu pro konkrétní prvek konstrukce. Dynamické součinitele byly uvažovány dle ČSN EN 1991-2.

### 4.5.1 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

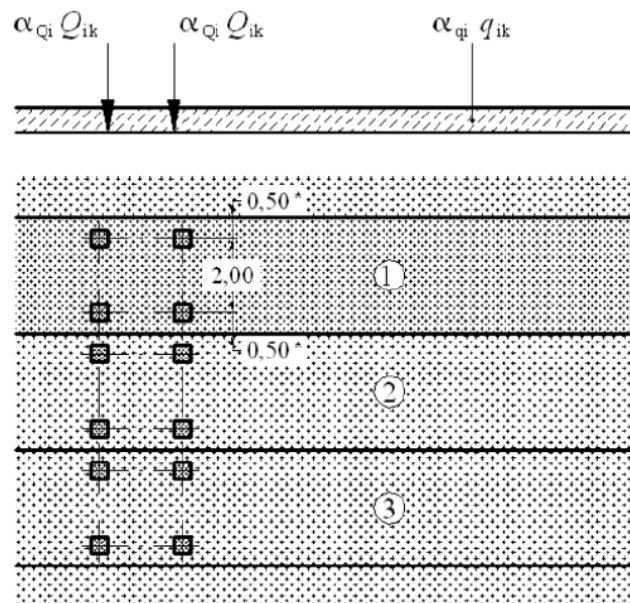
Vozovka byla rozdělena na 3 pruhy šířky 3,0 m a zbývající plochu šířky 0,1 m dle obrázku.



Obrázek 8: Schéma rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

#### 4.5.2 Zatěžovací schéma LM1

Model zatížení LM1 se sestává ze soustředěných (TS – tandem system) a rovnoměrných (UDL – uniformly distributed load) zatížení, která zahrnují většinu účinků silniční dopravy. Na následujícím obrázku je zřejmé rozmístění zatížení do jednotlivých zatěžovacích pruhů.



##### Legenda

(1) pruh č. 1:  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ ;  $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

(2) pruh č. 2:  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ ;  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

(3) pruh č. 3:  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ ;  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Vzdálenost náprav dvojnápravy je 1,2 m

\* pro  $w_l = 3,00 \text{ m}$

Obrázek 9: Rozmístění soupravy LM1 v jednotlivých pruzích [7]

*Tabulka 17: Charakteristické hodnoty modelu zatížení LM1 [7]*

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	$Q_k$ [kN]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č. 1	300	9,0
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5

*Tabulka 18: Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  pro ČR [7]*

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi}$ ( $i \geq 2$ ) a $\alpha_{qr}$
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

### 4.5.3 Zatěžovací schéma LM3

Model zatížení LM3 se sestává ze souprav nápravových sil, která představují zvláštní vozidla. Dle národní poznámky NA.2.16 v ČSN EN 1991-2 se pro nově navrhované dálniční mosty použijí modely zatížení LM3 dle následující tabulky:

*Tabulka 19: Parametry zvláštních vozidel pro dálnice [7]*

Označení	1800/200	3000/240
Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Nápravy	$n = 9 \times 200$ kN; $e = 1,5$ m	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240$ kN; $e = 1,5$ m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede dle A.3(2).	Zvláštní vozidlo šířky 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3(2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50$ m.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{qi}q_{ki}$ , resp. $\alpha_{qr}q_{kr}$ .	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ( $\leq 70$ km/hod)	Nízká ( $\leq 5$ km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\phi = 1,25$	Ano, $\phi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.





#### 4.5.4 Zatížení chodci

Statické účinky od zatížení chodců jsou reprezentovány rovnoměrným zatížením o velikosti  $3,0 \text{ kN/m}^2$ , které působí na chodníku levé římsy o šířce  $0,75 \text{ m}$ .

#### 4.6 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ S – ÚČINKY NEROVNOMĚRNHO SEDÁNÍ

Nerovnoměrné sedání základu bylo uvažováno celkovou hodnotou  $10 \text{ mm}$  pro pilíře i opěry. Pro vyhodnocení byl využit modul „Settlement analysis“ programu MIDAS Civil.

#### 4.7 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ B – ZATÍŽENÍ ROZJEZD. A BRZDNÝMI SILAMI

Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami je pro posudek hlavní nosné konstrukce zanedbáno. Zatížení bylo aplikováno na konstrukci pro zjištění vlivu na spodní stavbu. Byly uvažovány brzdné síly pro schémata zatížení LM1 a LM3 dle ČSN EN 1991- ed. 2 kapitoly 4.4.1 a NA.2.18.

Tabulka 20: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM1

Brzdná a rozjezdová síla pro zatěžovací schéma LM1			
délka nosné konstrukce:	L =	224,90	m
šířka jízdního pruhu:	$w_1 =$	3,00	m
nápravová síla (TS):	$Q_{1k} =$	300,00	kN
rovnoměrné zatížení (UDL):	$q_{1k} =$	9,00	$\text{kN/m}^2$
klasifikační součinitel $Q_1$ :	$\alpha_{Q1} =$	1,00	-
klasifikační součinitel $q_1$ :	$\alpha_{q1} =$	1,00	-
brzdná síla:	$Q_{lk} =$	967,23	
$180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ (kN)}$			
NE			
brzdná síla:	$Q_{lk} =$	900,00	kN

*Tabulka 21: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM3 1800/200*

Brzdná a rozjezdová síla pro zatěžovací schéma LM3			
délka nosné konstrukce:	L =	224,90	m
šířka jízdního pruhu:	$w_1 =$	3,00	m
tíha zvláštního vozidla:	$Q_{LM3} =$	1800,00	kN
rovnoměrné zatížení (UDL):	$q_{2k} =$	0,00	kN/m <sup>2</sup>
klasifikační součinitel $q_2$ :	$\alpha_{q2} =$	2,40	-
brzdná síla:	$Q_{lk} =$	1080	kN
$180 \cdot \alpha_{q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 600 \text{ (kN)}$		<b>NE</b>	
brzdná síla:	$Q_{lk} =$	600,00	kN

## 4.8 ODSŘEDIVÁ SÍLA

Přodorysné zakřivení konstrukce způsobuje i vznik odstředivé síly, působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky radiálně k ose vozovky. Účinky této síly budou zohledněny ve výpočtu reakcí na spodní stavbu. Výpočet odstředivých sil vychází z ČSN EN 1991- ed. 2 kapitoly 4.4.2.

*Tabulka 22: Výpočet odstředivé síly*

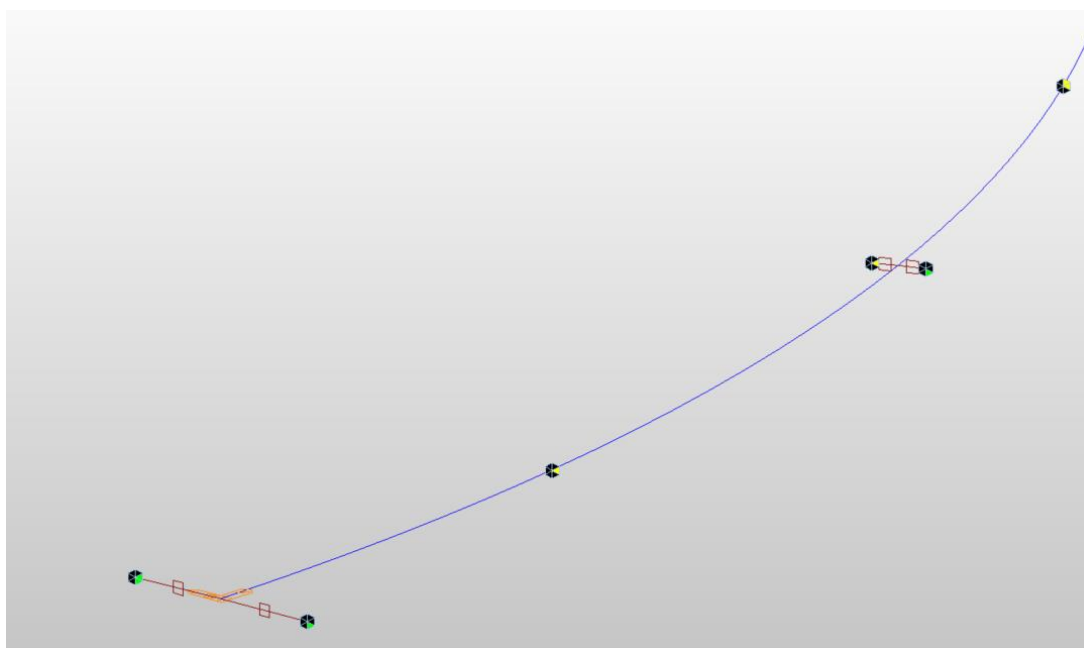
Odstředivá síla			
poloměr zakřivení konstrukce:	r =	175,00	m
nápravová síla $Q_{1k}$ :	$Q_{1k} =$	300,00	kN
nápravová síla $Q_{2k}$ :	$Q_{2k} =$	200,00	kN
nápravová síla $Q_{3k}$ :	$Q_{3k} =$	100,00	kN
klasifikační součinitel $\alpha_{Q1}$ :	$\alpha_{q1} =$	1,00	-
klasifikační součinitel $\alpha_{Q2}$ :	$\alpha_{q2} =$	1,00	-
klasifikační součinitel $\alpha_{Q3}$ :	$\alpha_{q3} =$	1,00	-
tíha svislého zatížení LM1 TS	$Q_v =$	1200,00	kN
odstředivá síla:	$Q_{tk} =$	240	kN

## 5 MODEL KONSTRUKCE

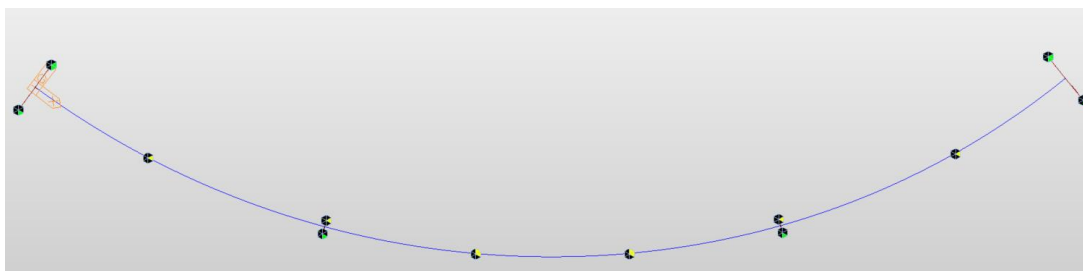
Výpočet vnitřních sil byl proveden na 3D prutovém modelu v MKP SW Civil 2019 (v 2.1). Rozpětí konstrukce bylo uvažováno v ose mostu 26,9 + 38,2 + 3 x 31,0 m + 38,2 + 26,9 m, celková délka konstrukce 223,2 m.

### 5.1 POPIS MODELU

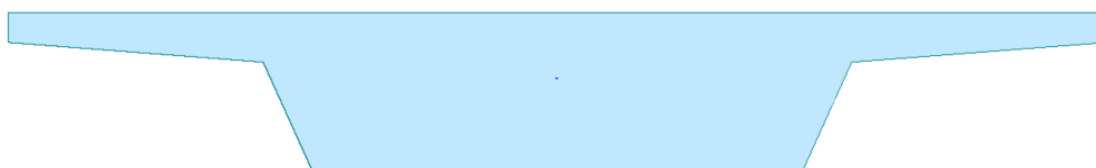
Nosná konstrukce byla modelována prutovou náhradou, vystihují tvar konstrukce. Prut byl modelován půdorysně zakřivený, výškové vedení konstrukce bylo zanedbáno. Konstrukce je uložena na systému pružných podpor, které jsou popsány v kapitole 5.2. V případě uložení konstrukce na dvojici ložisek, je k nim konstrukce připojena pomocí tuhých vazeb.



Obrázek 10: Model konstrukce – axonometrie prvních třech polí



Obrázek 11: Model konstrukce – půdorys celé konstrukce



Obrázek 12: Model konstrukce v příčném směru



## 5.2 NÁHRADNÍ TUHOST SPODNÍ STAVBY

Model byl uložen na systém pružných podpor, které simulují ložiskové uložení na pilířích. Náhradní tuhost pilířů  $k$  byla zjištěna ze zatížení modelu vetknutého pilíře o příslušné výšce silou  $F = 1$  kN. Na základě deformace, kterou síla vyvolala, bylo možné vypočítat náhradní tuhost pilířů ze vzorce:

$$k = \frac{F}{u} \text{ [kN/m]}$$

## 5.3 FÁZE VÝSTAVBY

Pro zohlednění vlivu reologických jevů byly do modelu zaneseny fáze výstavby. Betonáž nosné konstrukce se předpokládá v 8. fázích. Zatížení jsou vnesena vždy na začátku fáze.

Tabulka 23: Fáze Výstavby

FÁZE VÝSTAVBY			
Fáze	Začátek fáze [den]	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Betonáž a ošetřování 1. pole	0	7	7
Předepnutí	7	0	7
Betonáž a ošetřování 2. pole	21	7	28
Předepnutí	28	0	28
Betonáž a ošetřování 3. pole	42	7	49
Předepnutí	49	0	49
Betonáž a ošetřování 4. pole	63	7	70
Předepnutí	70	0	70
Betonáž a ošetřování 5. pole	84	7	91
Předepnutí	91	0	91
Betonáž a ošetřování 6. pole	105	7	112
Předepnutí	112	0	112
Betonáž a ošetřování 7. pole	126	7	133
Předepnutí	133	0	133
Dopnutí konstrukce	154	0	154
Provádění říms	154	21	175
Provádění vozovky a svodidel	175	21	196
Uvedení do provozu	196	0	196
Provoz do 100 let	196	36304	36500
Konec životnosti	36500	0	36500

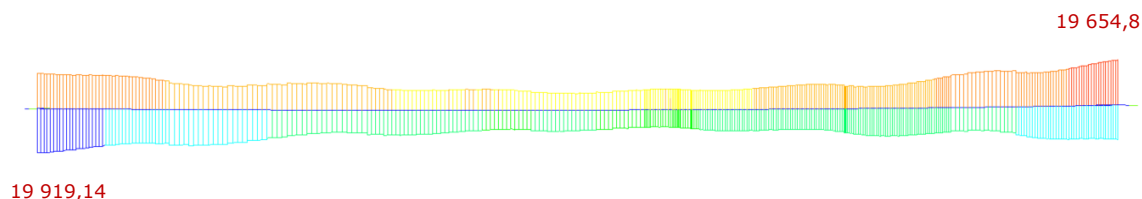
## 6 KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU

Vzhledem k tomu, že je most půdorysně zakřivený, vznikají v konstrukci přídatná namáhání od kroucení. Velikost tohoto namáhání je ovlivněno jak poloměrem zakřivení konstrukce, tak i konstrukčním uspořádáním mostu. Zejména je sníženo podepřením konstrukce dvojicí ložisek, které znemožňují konstrukci se kroutit. Cílem této kapitoly je prověřit 2 varianty konstrukčního řešení mostu a zvolit vhodnější z nich.

V první variantě je konstrukce uložena na dvojici ložisek jen na opěrách O1 a O8. Toto uspořádání je z hlediska počtu ložisek nejvýhodnější, ale právě v místě opěr vzniká největší krouťící moment. Toto namáhání musí být schopen přenést jednotrámový průřez v místě napojení na příčník na opěrách. V případě, že není možné navrhnout betonářskou výztuž tak, aby vyhověla i z konstrukčního hlediska, musí být zvolena druhá varianta, kde je konstrukce uložena na dvojici ložisek i na pilířích.

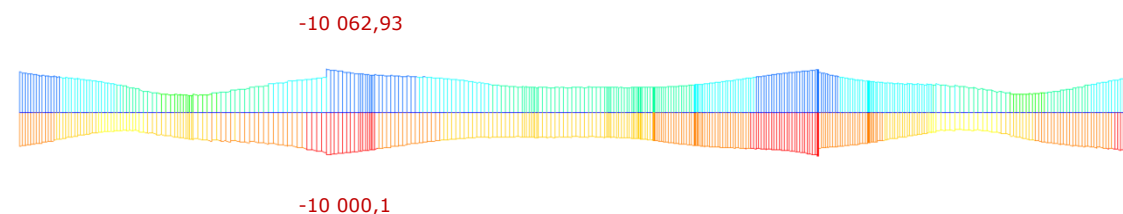
Pro rozhodnutí o vhodnější variantě byly vytvořeny 2 modely, každý pro 1 variantu, podepřené na pružných podporách – viz kapitola 5. Ty byly zatížené vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením, dopravou a větrem – zatížením, které vyvozují na konstrukci největší kroucení.

### VARIANTA 1 – MSÚ – $M_x$ [kNm]



Obrázek 13: Obálka krouťícího momentu MSÚ - VARIANTA 1

### VARIANTA 2 – MSÚ – $M_x$ [kNm]



Obrázek 14: Obálka krouťícího momentu MSÚ - VARIANTA 2

Následně byly v softwaru MIDAS Civil vytvořeny kombinace MSÚ a importovány do softwaru IDEA StatiCa, kde byl průřez posouzen na kroucení pro obě varianty. Z konstrukčního hlediska byla navržena betonářská výztuž na kroucení – uzavřený třmínek Ø28/150 mm.

U varianty 1 bylo využití průřezu z hlediska kroucení 112,7 %, pro 2. variantu byl průřez využit na 57,7 %.

*Tabulka 24: Posouzení průřezu na kroucení - VARIANTA 1*

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Kroucení					19655,0	112,7	Nevyhovuje

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

**Upozornění**

Upozornění	
✘	Posouzení kroucení nevyhovuje z důvodu nedostatečné únosnosti betonu, viz čl. 6.3.2 (5)
✘	Posouzení kroucení nevyhovuje z důvodu nedostatečné únosnosti těmínků, viz čl. 6.3.2 (3)

*Tabulka 25: Posouzení průřezu na kroucení - VARIANTA 2*

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Kroucení					10063,0	57,7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

**Upozornění**

Žádná upozornění
------------------

Při výpočtu vnitřních sil nebyl uvážěn vliv postupu výstavby ani předpínání konstrukce, tudíž se předpokládá další zvýšení krouťícího momentu. Z tohoto důvodu byla zvolena varianta 2, kde jsou koncové příčnický na opěrách a průřez nad pilíři P3 a P4 podepřeny dvojicí ložisek.

## 7 NÁVRH KONSTRUKCE V PODÉLNÉM SMĚRU

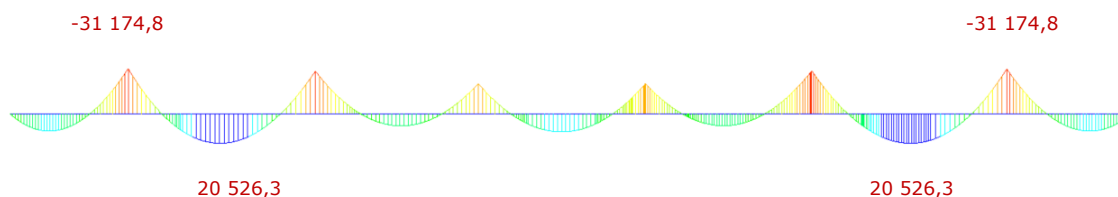
### 7.1 NÁVRH PŘEDPĚTÍ

Do nosné konstrukce je celkem navrženo 18 ks 19-ti lanových kabelů Y1860-15,7-A. Vedení kabelů je definováno kružnicemi. Kabely jsou napínány pouze z jedné strany, vždy z konce pracovního taktu. V každém taktu je vždy nejprve napnuto 9 kabelů (přes dvě pole), které jsou v další fázi následně dopnuty 9 ks průběžných kabelů (přes předchozí a následující pole). Počátek kabelu je uvažován v pracovní spáře ve vzdálenosti  $1/4 \sim 1/3$  délky pole od osy uložení. Pracovní spárou tudíž prochází 9 průběžných kabelů a zároveň je v ní spojeno v kabelové spojce 9 a 9 předpínacích kabelů. Podrobná geometrie kabelů viz příslušná výkresová část.

### 7.2 VNITŘNÍ SÍLY

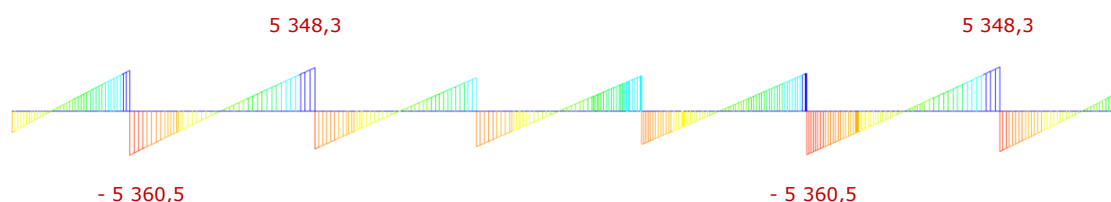
Vnitřní síly jsou uvedeny pro náhradní prut v ose uložení nosné konstrukce a byly využity pro posouzení mezních stavů únosnosti v programu IDEA StatiCa – RCS. Mezní stavy použitelnosti byly posouzeny na základě vykreslení napětí v SW MIDAS Civil.

#### Vlastní tíha – $G_0 - M_y$ [kNm]



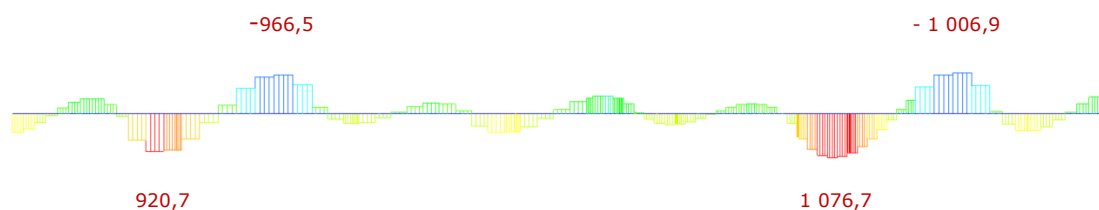
Obrázek 15: Ohybový moment od vlastní tíhy

#### Vlastní tíha – $G_0 - V_z$ [kN]



Obrázek 16: Posouvající síla od vlastní tíhy

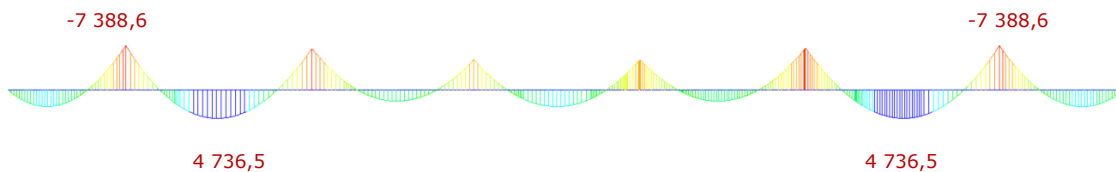
#### Vlastní tíha – $G_0 - M_x$ [kNm]



Obrázek 17: Kroutící moment od vlastní tíhy

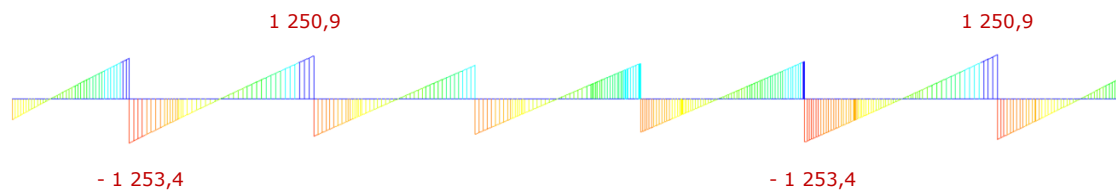


**Ostatní stálé, pravý trám –  $G_1 - M_y$  [kNm]**



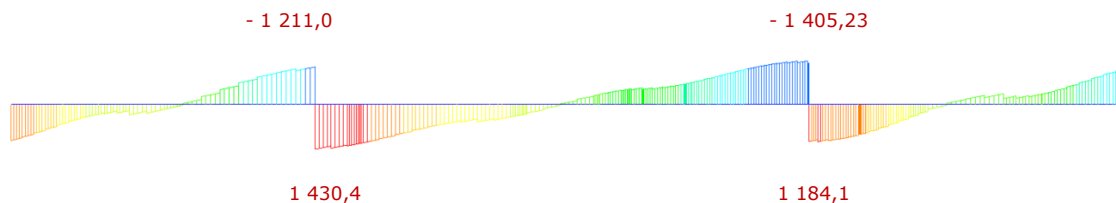
Obrázek 18: Ohybový moment od ostatního stálého zatížení

**Ostatní stálé, pravý trám –  $G_1 - V_z$  [kN]**



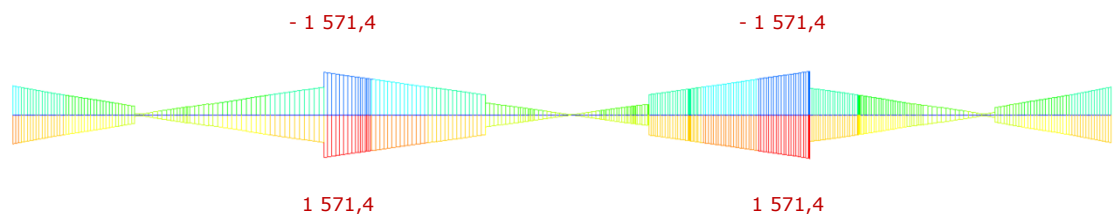
Obrázek 19: Posouvající síla od ostatního stálého zatížení

**Ostatní stálé, pravý trám –  $G_1 - M_x$  [kNm]**



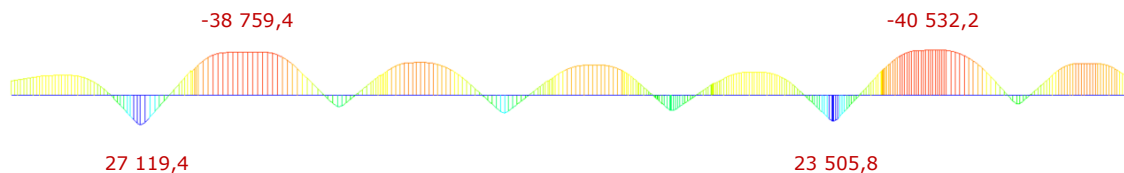
Obrázek 20: Kroutící moment od ostatního stálého zatížení

**Vítr –  $W_x - M_x$  [kNm]**



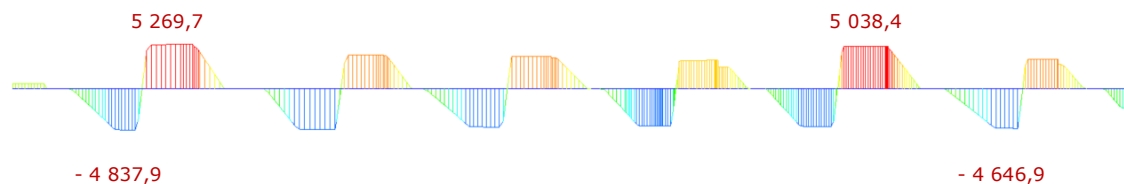
Obrázek 21: Kroutící moment od příčného větru

**Předpětí – primární účinek (na konci životnosti) –  $P - M_y$  [kNm]**



Obrázek 22: Moment od primárního účinku předpětí

**Předpětí – primární účinek (na konci životnosti) –  $P - V_z$  [kN]**

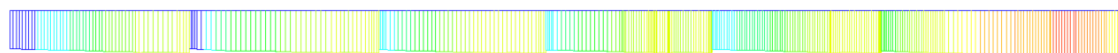


Obrázek 23: Posouvající síla od primárního účinku předpětí





**Předpětí – primární účinek (na konci životnosti) –  $P - N_x$  [kN]**

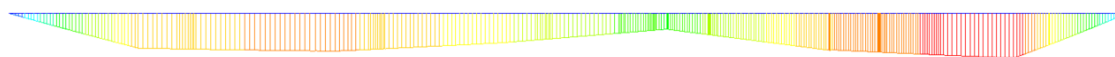


- 49 538,3

- 58 629,52

Obrázek 24: Normálová síla od primárního účinku předpětí

**Předpětí – sekundární účinek (na konci životnosti) –  $P - M_y$  [kNm]**

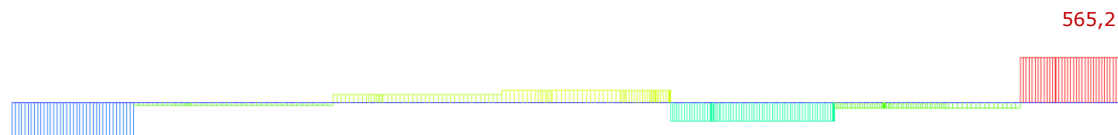


13 034,4

15 420,7

Obrázek 25: Moment od sekundárního účinku předpětí

**Předpětí – sekundární účinek (na konci životnosti) –  $P - V_z$  [kN]**



- 438,5

565,2

Obrázek 26: Posouvající síla od sekundárního účinku předpětí

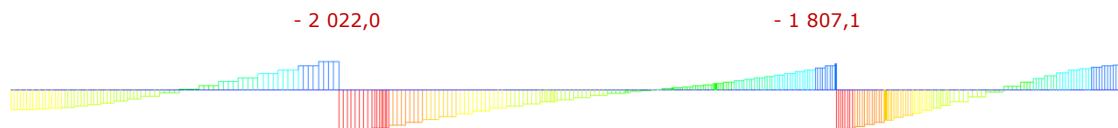
**Předpětí – sekundární účinek (na konci životnosti) –  $P - N_x$  [kN]**



180,5

Obrázek 27: Normálová síla od sekundárního účinku předpětí

**Předpětí – sekundární účinek (na konci životnosti) –  $P - M_x$  [kNm]**



- 2 022,0

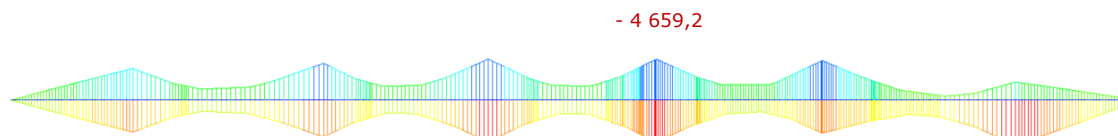
- 1 807,1

3 249,7

2 889,5

Obrázek 28: Kroutící moment od sekundárního účinku předpětí

**Nerovnoměrné sedání (obálka) –  $S - M_y$  [kNm]**



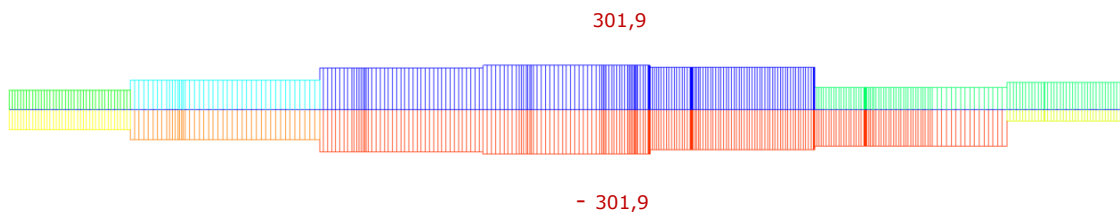
- 4 659,2

5 102,8

Obrázek 29: Moment od nerovnoměrného sedání

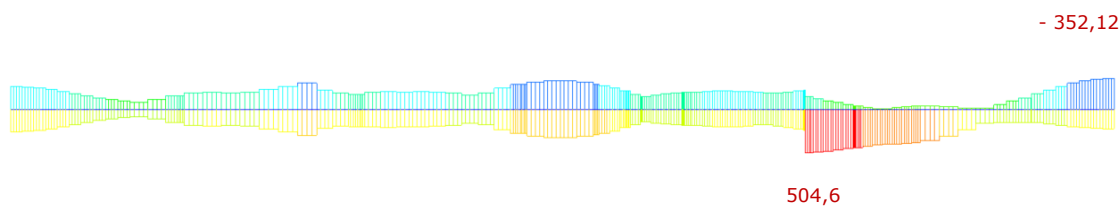


### Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – $V_z$ [kN]



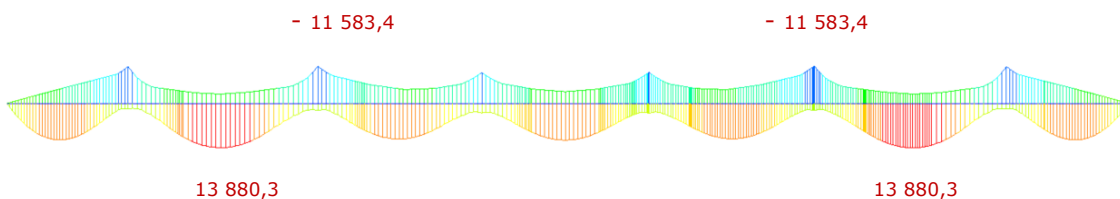
Obrázek 30: Posouvající síla od nerovnoměrného sedání

### Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – $M_x$ [kNm]



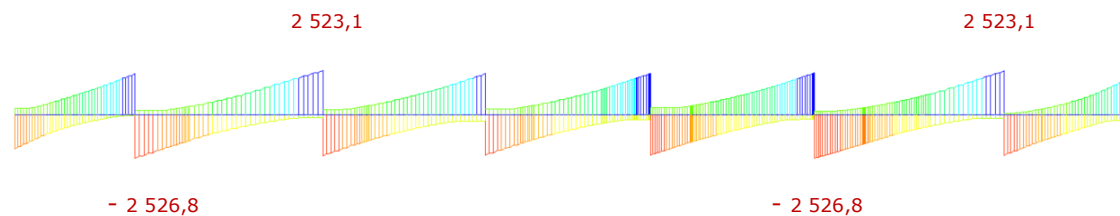
Obrázek 31: Kroutící moment od nerovnoměrného sedání

### Svislé dopravní zatížení (obálka LM1/LM3) – MVL – $M_y$ [kNm]



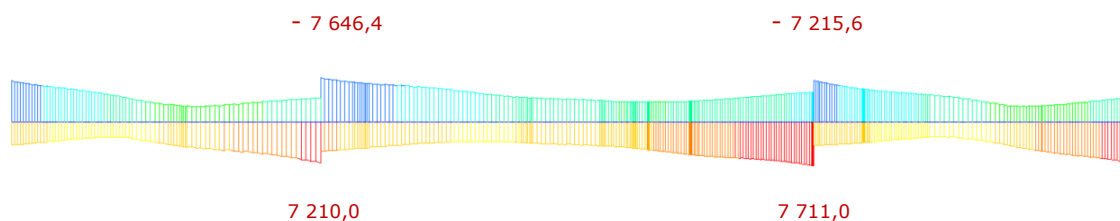
Obrázek 32: Moment od zatížení dopravou

### Svislé dopravní zatížení (obálka LM1/LM3) – MVL – $V_z$ [kN]



Obrázek 33: Posouvající síla od zatížení dopravou

### Svislé dopravní zatížení (obálka LM1/LM3) – MVL – $M_x$ [kNm]



Obrázek 34: Kroutící moment od zatížení dopravou

### Rovnoměrná teplota – T

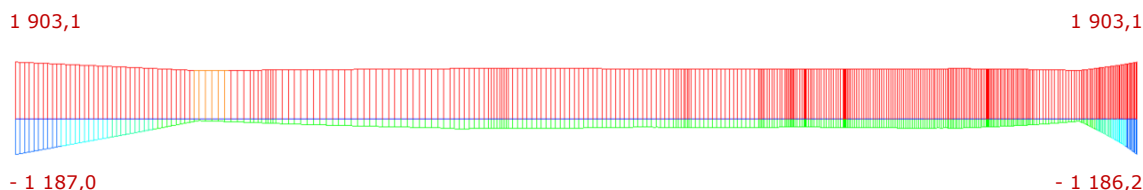
Účinky rovnoměrné teploty na nosnou konstrukci jsou zanedbatelné. Účinek bude zahrnut pouze do posouzení spodní stavby.



### Nerovnoměrná teplota – T

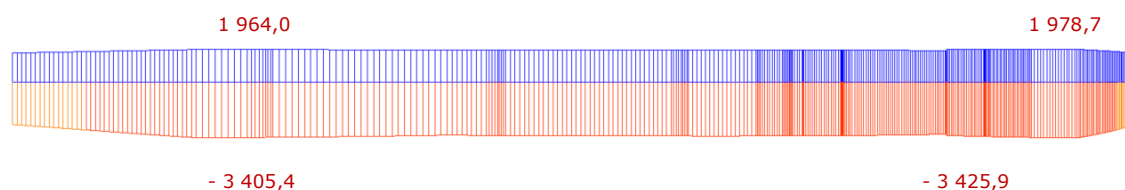
Účinky nerovnoměrné teploty jsou uvedeny v napětích s ohledem na nutnost zohlednit primární i sekundární účinky tohoto typu zatížení.

#### Teplota (obálka) – T – spodní vlákna [kPa]



Obrázek 35: Napětí v dolních vláknech od nerovnoměrné teploty

#### Teplota (obálka) – T – horní vlákna [kPa]



Obrázek 36: Napětí v horních vláknech od nerovnoměrné teploty

## 7.3 KOMBINACE ZATEŽOVACÍCH STAVŮ

Kombinace byly vytvořeny dle ČSN EN 1990 s použitím následujících součinitelů:

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	$F_w^*$		1,0	–	–
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{s,n,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	$Q_c$		1,0	–	1,0

Obrázek 37: Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  [2]



Vlivem relaxace výztuže dochází úbytku tahových napětí od nerovnoměrného sedání podpor. Proto byly ve výpočtu uvažovány koeficienty redukce napětí od sedání  $\kappa$  s ohledem na postup výstavby následujícími hodnotami:

- Vnesení ostatního stálého zatížení  $\kappa = 0,70$
- Uvedení do provozu  $\kappa = 0,50$
- Konec životnosti  $\kappa = 0,20$

V kombinacích nebylo společně uvažováno zatížení teplotou s větrem a zatížení větrem se zatížením od brzdných sil (ČSN EN 1990, A2.2.2).

### 7.3.1 Kombinace pro MSP

Pro MSP byly vytvořeny kombinace kvazistálá, charakteristická a častá. Předpětí bylo do výpočtu uvažováno se součiniteli  $r_{sup}$  a  $r_{inf} = 1,0$ , protože budou prováděna příslušná měření (dle ČSN EN 1992-1-1).

kvazistálá kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

v níž kombinaci zatížení v závorkách  $\{ \}$  (nazývanou kvazistálá kombinace) lze vyjádřit výrazem:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

charakteristická kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

v níž kombinaci zatížení v závorkách  $\{ \}$  (nazývanou charakteristická kombinace) lze vyjádřit výrazem:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

častá kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

v níž kombinaci zatížení v závorkách  $\{ \}$  (nazývanou častá kombinace) lze vyjádřit výrazem:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Obrázek 38: Přehled kombinací pro MSP [2]

### 7.3.2 Kombinace pro MSÚ

Pro MSÚ byly vytvořeny kombinace 6.10a a 6.10b, na nejnepříznivější kombinaci byl následně proveden návrh a posouzení betonářské výztuže. Kombinace a použité součinitele jsou zobrazeny v následující tabulce:



Tabulka 26: Návrhové hodnoty zatížení STR/GEO [2]

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)		Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní		Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	Ostatní
							(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	

(\*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení. <sup>NP27)</sup>

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  následující: <sup>NP20)</sup>

$\gamma_{G,sup} = 1,35$  1)

$\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_Q = 1,35$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26<sup>3)</sup> a 27<sup>3)</sup>), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravy; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$  pro ostatní zatížení dopravy a pro další proměnná zatížení; 2)

$\xi = 0,85$  (takže  $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$ ).

$\gamma_{Q,sett} = 1,20$  v případě pružné lineární analýzy a  $\gamma_{Q,sett} = 1,35$  v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty  $\gamma$ , které se použijí pro vynucená přetožení.

$\gamma_P$  = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Součinitel  $\gamma_P$  byl uvažován 1,0.



## **8 POSOUZENÍ KONSTRUKCE**

### **8.1 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI – OMEZENÍ NAPĚTÍ**

S ohledem na ČSN EN 1992-1-1 A ČSN EN 1992-2 je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

- Betonu v tlaku:

$$\sigma_{cc} = k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

$$\sigma_{cc} = k_2 \cdot f_{ck} = 0,45 f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad \text{kvizistálá kombinace}$$

- Betonářská výztuž v tahu:

$$\sigma_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

- Předpínací výztuž:

$$\sigma_p = k_5 \cdot f_{pk} = 0,75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

- Platí pro beton starší než 28 dní

#### **a časy posouzení:**

- V čase předeptnutí každého taktu
  - Ověření lineárního dotvarování – předpoklad působení pouze vlastní tíhy betonu a maximální předpínací síly současně s nízkou tlakovou pevností betonu ve stáří 7 dní (po betonáži)
  - Ověření tahového napětí hodnotou  $f_{ctk_{0,05}}$
- V čase vnesení ostatního stálého zatížení
  - Ověření lineárního dotvarování
  - Ověření dekomprese pro kvazistálou kombinaci
  - Ověření tahového napětí hodnotou  $f_{ctk_{0,05}}$  pro kvazistálou kombinaci
- V čase uvedení do provozu
  - Ověření dekomprese pro častou kombinaci
  - Ověření tahového napětí hodnotou  $f_{ctk_{0,05}}$  pro častou kombinaci
  - Ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci
- Na konci životnosti
  - Ověření dekomprese pro častou kombinaci
  - Ověření tahového napětí hodnotou  $f_{ctk_{0,05}}$  pro častou kombinaci
  - Ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci



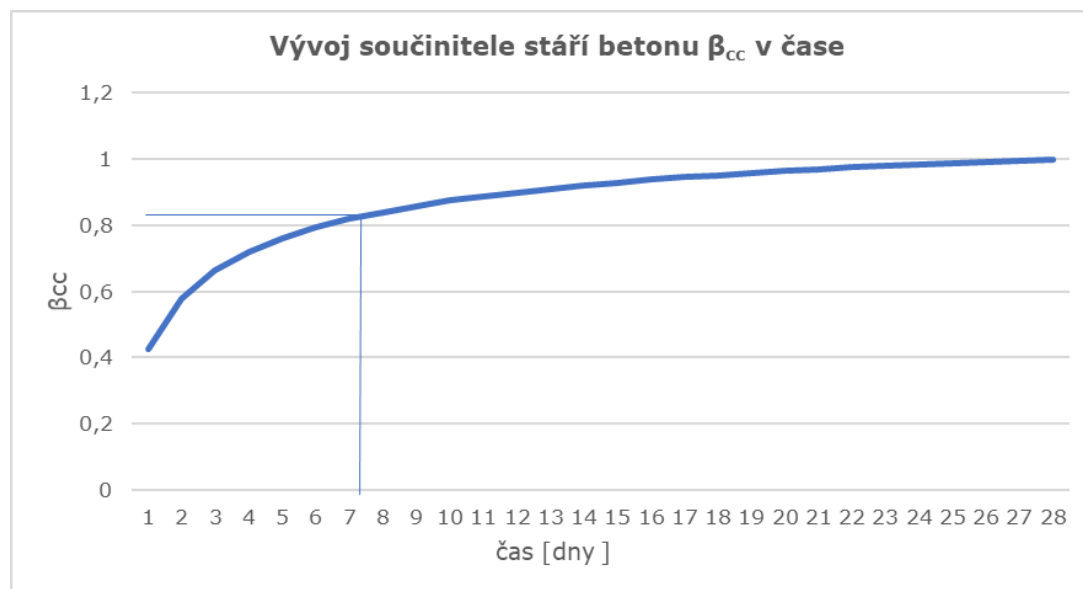
### 8.1.1 Časový vývoj materiálových vlastností betonu

Materiálové vlastnosti byly stanoveny pro časy dle jednotlivých fází výstavby. Fáze posuzované za provozu jsou předpokládány s časem  $t > 28$  dní a je pro ně možné využít normové charakteristiky.

Tabulka 27: Časový vývoj materiálových vlastností betonu

Základní informace o materiálu			
beton:	C35/45		
druh cementu:	CEM 42,5 R, CEM 52,5 N a CEM 52,5 R		
válcová pevnost:	$f_{ck} =$	35,00	Mpa
krychelná pevnost:	$f_{ck,cube} =$	45,00	Mpa
průměrná válcová pevnost:	$f_{cm} =$	43,00	Mpa
průměrná tahová pevnost:	$f_{ctm} =$	3,20	Mpa
95% kvantil tahová pev.:	$f_{ctk,0,95} =$	4,20	Mpa
5% kvantil tahová pevnost:	$f_{ctk,0,05} =$	2,20	Mpa
exponent:	$n =$	2,00	-
modul pružnosti:	$E_{cm} =$	34,00	Gpa

Vývoj pevností v čase			
řešený čas:	$t =$	7,00	dny
koeficient druhu cem.:	$s =$	0,20	-
souč. stáří betonu:	$\beta_{cc}(7) =$	0,82	-
tah. pevnost v čase $t$	$f_{ctm}(7) =$	2,62	Mpa
prům. pevnost v čase $t$ :	$f_{cm}(7) =$	35,21	Mpa
<b>válc. pevnost v čase <math>t</math>:</b>	<b><math>f_{ck}(7) =</math></b>	<b>27,21</b>	<b>Mpa</b>
<b>5% kvantil tah. pev.:</b>	<b><math>f_{ctk,0,05} =</math></b>	<b>1,83</b>	<b>Mpa</b>
modul pružnosti:	$E_{cm}(7) =$	32,02	Gpa



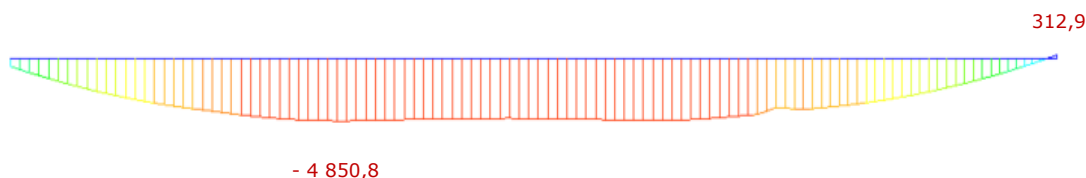
Obrázek 39: Vývoj součinitele stáří betonu v čase



### 8.1.2 Posouzení MSP – fáze výstavby

Posouzení lineárního dotvarování bylo provedeno po betonáži a předeptnutí každého taktu s ohledem na stáří betonu.

#### PO PŘEDEPNUTÍ 1. POLE (t=7 dní) – horní vlákna [kPa]



Obrázek 40: Napětí v horních vláknech po předeptnutí 1. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -4,85 \text{ MPa} \leq -0,45 \cdot 27,21 = -12,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0,31 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

#### PO PŘEDEPNUTÍ 1. POLE (t=7 dní) – spodní vlákna [kPa]



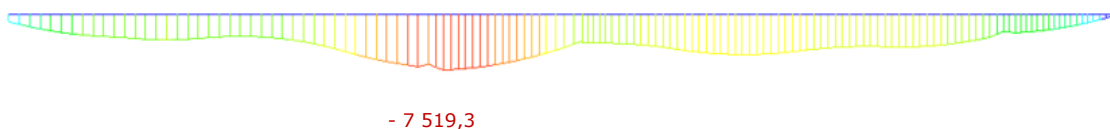
Obrázek 41: Napětí ve spodních vláknech po předeptnutí 1. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -7,29 \text{ MPa} \leq -12,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

#### PO PŘEDEPNUTÍ 2. POLE (t=28 dní) – horní vlákna [kPa]



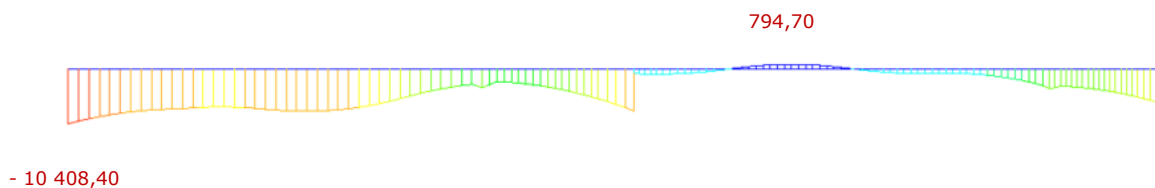
Obrázek 42: Napětí v horních vláknech po předeptnutí 2. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -7,52 \text{ MPa} \leq -0,45 \cdot 35 = -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

#### PO PŘEDEPNUTÍ 2. POLE (t=28 dní) – spodní vlákna [kPa]



Obrázek 43: Napětí ve spodních vláknech po předeptnutí 2. pole



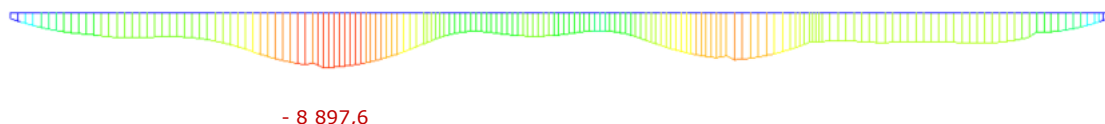


Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -10,41 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0,79 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

**PO PŘEDEPNUTÍ 3. POLE (t=49 dní) – horní vlákna [kPa]**



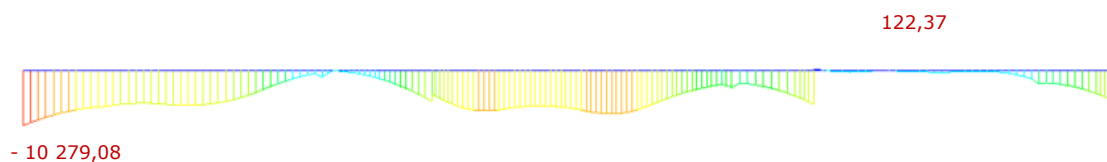
Obrázek 44: Napětí v horních vláknech po předeprnutí 3. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -8,90 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

**PO PŘEDEPNUTÍ 3. POLE (t=49 dní) – spodní vlákna [kPa]**



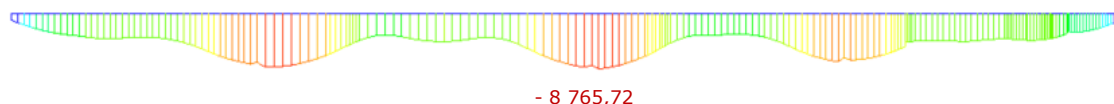
Obrázek 45: Napětí ve spodních vláknech po předeprnutí 3. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -10,28 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0,12 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

**PO PŘEDEPNUTÍ 4. POLE (t=70 dní) – horní vlákna [kPa]**



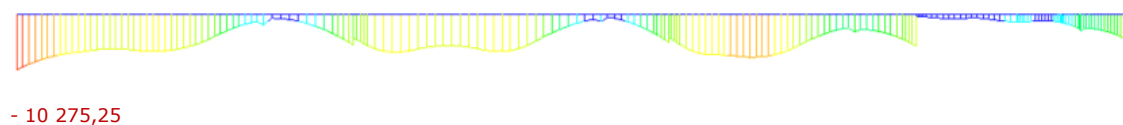
Obrázek 46: Napětí v horních vláknech po předeprnutí 4. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -8,77 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

**PO PŘEDEPNUTÍ 4. POLE (t=70 dní) – spodní vlákna [kPa]**



Obrázek 47: Napětí ve spodních vláknech po předeprnutí 4. pole

Posouzení omezení napětí:

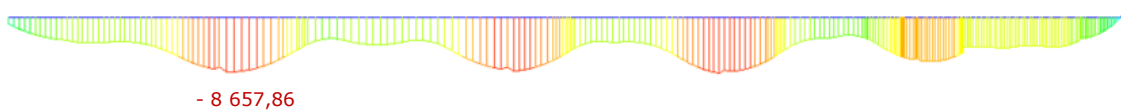
$$\sigma_{cc} = -10,28 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$



**PO PŘEDEPNUTÍ 5. POLE (t=91 dní) – horní vlákna [kPa]**

905,01



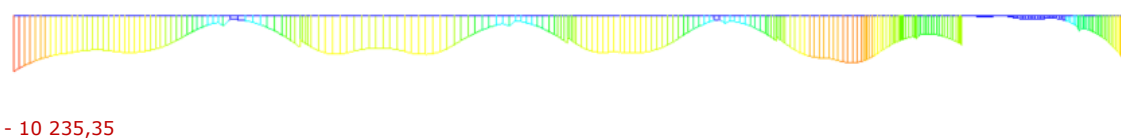
*Obrázek 48: Napětí v horních vláknech po předeprnutí 5. pole*

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -8,66 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0,91 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

**PO PŘEDEPNUTÍ 5. POLE (t=91 dní) – spodní vlákna [kPa]**



*Obrázek 49: Napětí ve spodních vláknech po předeprnutí 5. pole*

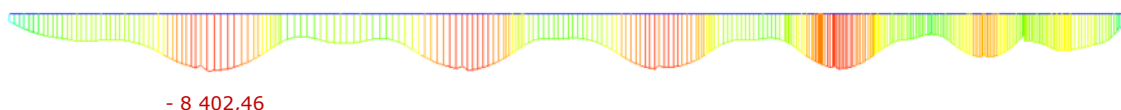
Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -10,24 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

**PO PŘEDEPNUTÍ 6. POLE (t=112 dní) – horní vlákna [kPa]**

127,83



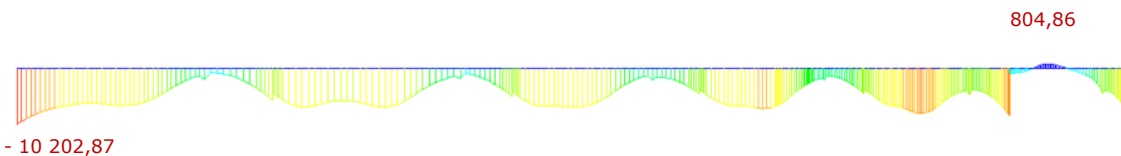
*Obrázek 50: Napětí v horních vláknech po předeprnutí 6. pole*

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -8,40 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0,13 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

**PO PŘEDEPNUTÍ 6. POLE (t=112 dní) – spodní vlákna [kPa]**



*Obrázek 51: Napětí ve spodních vláknech po předeprnutí 6. pole*

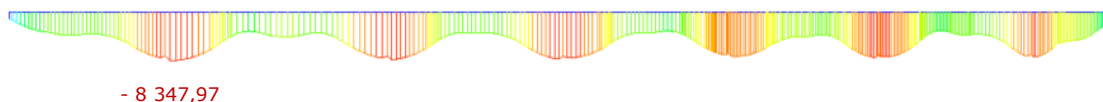
Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -10,20 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0,80 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$



## PO PŘEDEPNUTÍ 7. POLE (t=133 dní) – horní vlákna [kPa]



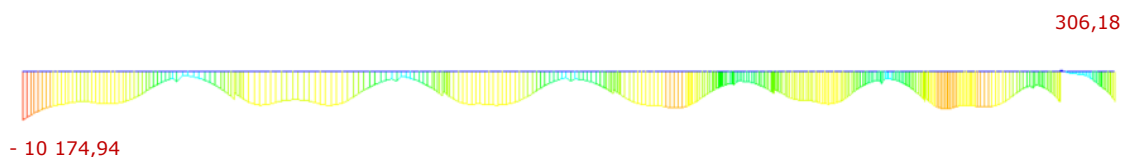
Obrázek 52: Napětí v horních vláknech po předeprnutí 7. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -8,35 \text{ MPa} \leq -12,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

## PO PŘEDEPNUTÍ 7. POLE (t=133 dní) – spodní vlákna [kPa]



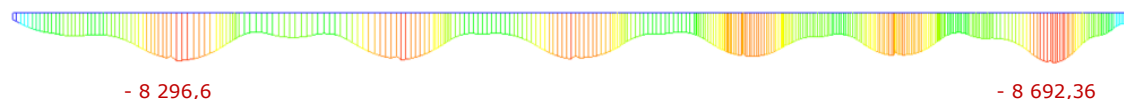
Obrázek 53: Napětí ve spodních vláknech po předeprnutí 7. pole

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -10,17 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0,31 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

## DOPNUTÍ KONSTRUKCE (t=154 dní) – horní vlákna [kPa]



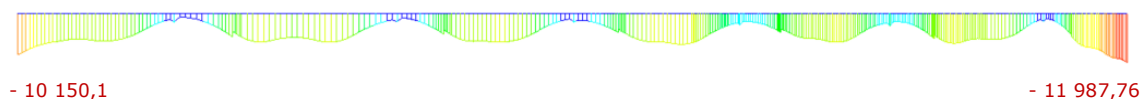
Obrázek 54: Napětí v horních vláknech po dopnutí konstrukce

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -8,69 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

## DOPNUTÍ KONSTRUKCE (t=154 dní) – spodní vlákna [kPa]



Obrázek 55: Napětí ve spodních vláknech po dopnutí konstrukce

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -11,99 \text{ MPa} \leq -12,24 \text{ MPa}$$

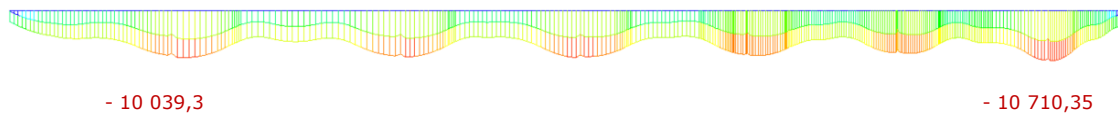
$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 1,83 \text{ MPa}$$

Požadavek na omezení napětí pro možnost uvažování lineárního dotvarování je splněn. V žádném řezu nosné konstrukce nedochází k překročení mezního tlakového napětí. Tahová napětí nepřevyšují vypočtený 5% kvantil tahové pevnosti a je možné předpokládat, že v rámci fázovaného předpínání nebudou vznikat trhliny.

### 8.1.3 Posouzení MSP – v čase vnesení $G_1$ – provedení říms

Posouzení lineárního dotvarování bylo provedeno v čase po provedení říms ( $t = 154$  dní).

#### **Kvazistálá kombinace – horní vlákna [kPa]**



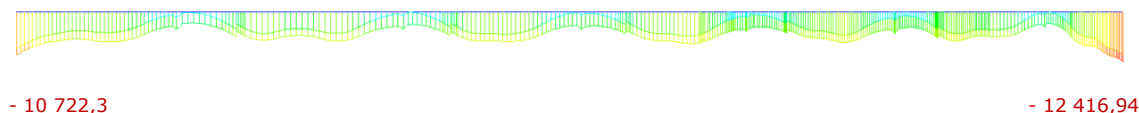
Obrázek 56: Napětí v horních vláknech po provedení říms

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -10,71 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$

#### **Kvazistálá kombinace – spodní vlákna [kPa]**



Obrázek 57: Napětí ve spodních vláknech po provedení říms

#### Posouzení omezení napětí:

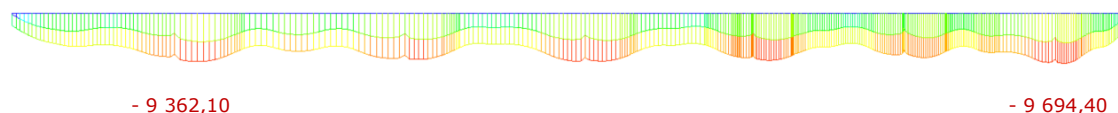
$$\sigma_{cc} = -12,42 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$

### 8.1.4 Posouzení MSP – v čase vnesení $G_1$ – provedení vozovky a svodidel

Posouzení lineárního dotvarování bylo provedeno v čase po provedení vozovky a svodidel ( $t = 175$  dní).

#### **Kvazistálá kombinace – horní vlákna [kPa]**



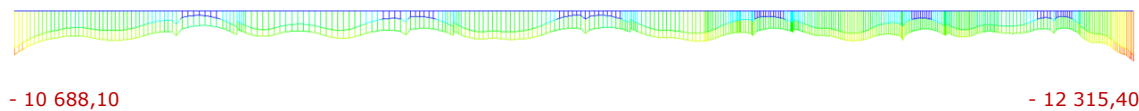
Obrázek 58: Napětí v horních vláknech po provedení vozovky a svodidel

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -9,69 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$

#### **Kvazistálá kombinace – spodní vlákna [kPa]**



Obrázek 59: Napětí ve spodních vláknech po provedení vozovky a svodidel

#### Posouzení omezení napětí:

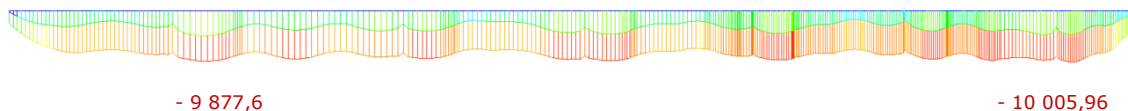
$$\sigma_{cc} = -12,32 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$



## 8.1.5 Posouzení MSP – v čase uvedení do provozu UP

### Častá kombinace – horní vlákna [kPa]

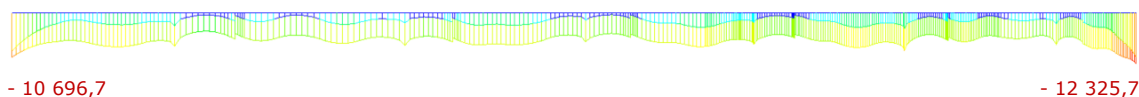


Obrázek 60: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$

### Častá kombinace – spodní vlákna [kPa]

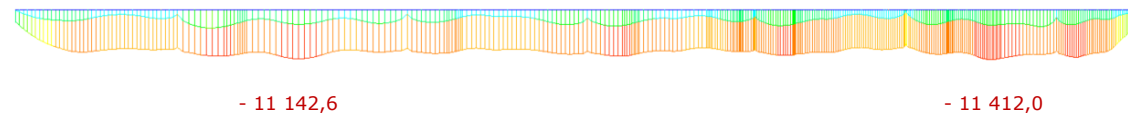


Obrázek 61: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$

### Charakteristická kombinace – horní vlákna [kPa]

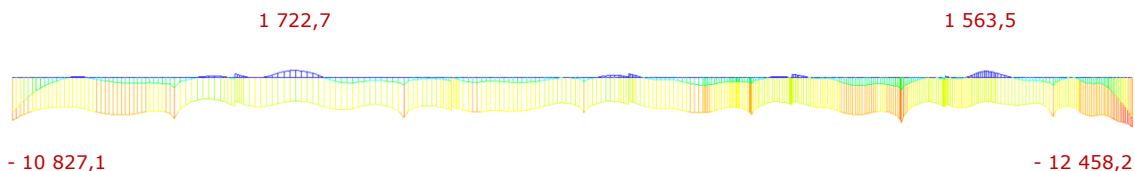


Obrázek 62: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -11,41 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa}$$

### Charakteristická kombinace – spodní vlákna [kPa]



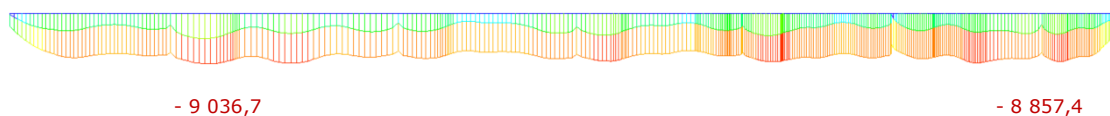
Obrázek 63: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -12,46 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa}$$

### 8.1.6 Posouzení MSP – v čase na konci životnosti KŽ

### Častá kombinace – horní vlákna [kPa]

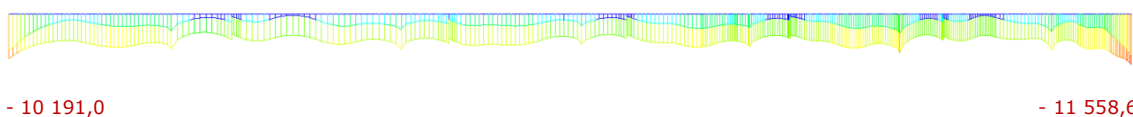


Obrázek 64: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, častá kombinace

### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$

### Častá kombinace – spodní vlákna [kPa]

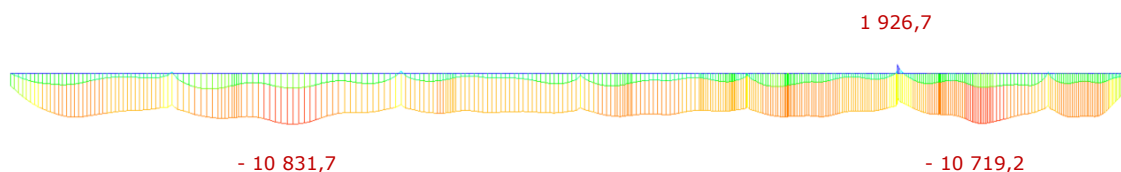


Obrázek 65: Napětí ve spodních vláknech na konci životnosti, častá kombinace

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,20 \text{ MPa}$$

### Charakteristická kombinace – horní vlákna [kPa]

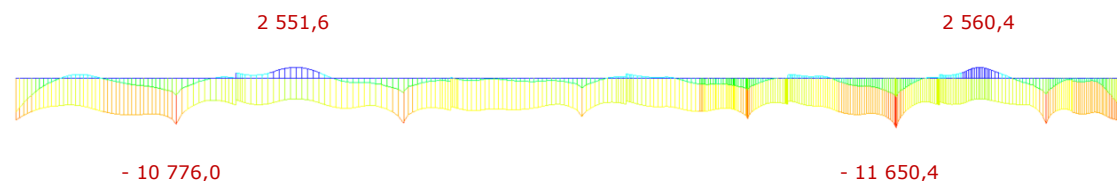


Obrázek 66: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, char. kombinace

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -10,82 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa}$$

### Charakteristická kombinace – spodní vlákna [kPa]



Obrázek 67: Napětí ve spodních vláknech na konci životnosti, char. kombinace

### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = - 11,65 \text{ MPa} \leq - 21,00 \text{ MPa}$$

V žádném řezu nosné konstrukce nedochází v časté a kvazistálé kombinaci zatížení k překročení mezního tlakového napětí. Tahová napětí nepřevyšují vypočtený 5% kvantil tahové pevnosti a je možné předpokládat, že nedojde ke vzniku trhlin.

Při charakteristické kombinaci zatížení dochází ke vzniku trhlin v poli na konci životnosti. Z tohoto důvodu je nutné ověřit, zda přídatná napětí ve výztužích



(betonářské i předpínací) nepřesáhnou limitní hodnoty. Toto posouzení bylo provedeno v programu IDEA StatiCa.

*Tabulka 28: Posouzení omezení napětí pro charakteristickou kombinaci na KŽ*

Pozice	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
POLE 2 (46,00m)	Pole	Omezení napětí	78,1	OK
POLE 6 (177,23m)	Pole	Omezení napětí	78,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Pro charakteristickou kombinaci nedošlo k překročení limitních hodnot napětí ve vyztužích.

## 8.2 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Návrh a posouzení betonářské výztuže bylo provedeno na základě nejméně příznivé kombinaci vytvořené v softwaru IDEA StatiCa, kam byla importována konstrukce ze softwaru MIDAS Civil, včetně vnitřních sil a polohy předpínacích kabelů.

Pro ověření únosnosti předpjatého průřezu bylo vybráno několik kritických průřezů:

- U opěry – v místě napojení jednotrámové konstrukce na konstrukci příčnicku
- V místě maximálního kladného momentu v poli
- Nad pilíři v místě maximálního záporného momentu

Pro posouzení nosné konstrukce byly vybrány následující průřezy:

- **Řez A – 0,8 m – v místě napojení jednotrámové konstrukce do příčnicku na opěře O1**
- **Řez A – 9,4 m – v místě maximálního momentu v 1. poli**
- **Řez B – 26,9 m – v místě 1. vnitřní podpory P2**
- **Řez C – 46,0 m – v místě maximálního momentu ve 2. poli**
- **Řez D – 65,1 m – v místě střední podpory P3**
- **Řez E – 80,6 m – v místě maximálního momentu ve 3. poli**
- **Řez F – 96,1 m – v místě střední podpory P4**
- **Řez G – 111,6 m – v místě maximálního momentu ve 4. poli**
- **Řez H – 127,1 m – v místě střední podpory P5**
- **Řez I – 143,4 m – v místě maximálního momentu v 5. poli**
- **Řez J – 158,1 m – v místě střední podpory P6**
- **Řez K – 177,2 m – v místě maximálního momentu v 6. poli**
- **Řez L – 196,30 m – v místě střední podpory P7**
- **Řez M – 213,8 m – v místě maximálního momentu v 7. poli**
- **Řez N – 222,4 m – v místě napojení jednotrámové konstrukce do příčnicku na opěře O8**

**a časy posouzení:**

- V čase uvedení do provozu (UP)
- V čase na konci životnosti (KŽ)

Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření. Na základě vyhodnocení napjatostních stavů vyhověly všechny průřezy na únosnost vlivu normálových a posouvajících sil, ohybových momentů a krouticího momentu. Žádný z použitých materiálů nedosáhl maximálního využití při působení návrhových vnitřních sil.

### 8.2.1 Typová vyztužení

Průřez v poli:

- |                                   |               |
|-----------------------------------|---------------|
| • Horní podélná výztuž mostovky   | Ø 12 à 150 mm |
| • Spodní podélná výztuž           | Ø 16 à 150 mm |
| • Výztuž na kroucení              | Ø 25 à 150 mm |
| • Smyková výztuž trámu (2 střihy) | Ø 12 à 300 mm |

Průřez u opěr O1, O8:

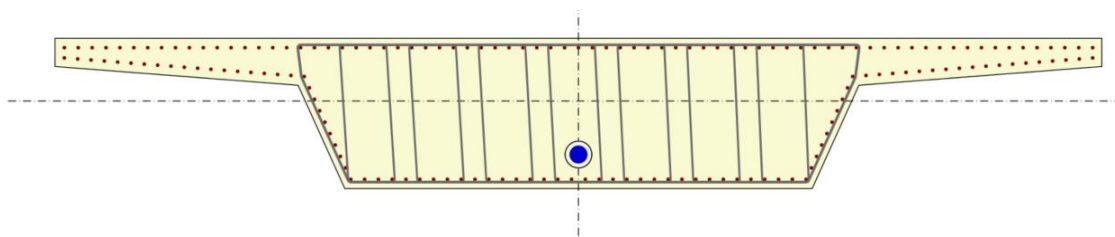
- |                                   |               |
|-----------------------------------|---------------|
| • Horní podélná výztuž mostovky   | Ø 12 à 150 mm |
| • Spodní podélná výztuž           | Ø 12 à 150 mm |
| • Výztuž na kroucení              | Ø 25 à 150 mm |
| • Smyková výztuž trámu (2 střihy) | Ø 12 à 150 mm |

Průřez nad pilíři P3, P6:

- |                                   |               |
|-----------------------------------|---------------|
| • Horní podélná výztuž mostovky   | Ø 16 à 150 mm |
| • Spodní podélná výztuž           | Ø 12 à 150 mm |
| • Výztuž na kroucení              | Ø 28 à 150 mm |
| • Smyková výztuž trámu (2 střihy) | Ø 20 à 150 mm |

Průřez nad pilíři P4, P6:

- |                                   |               |
|-----------------------------------|---------------|
| • Horní podélná výztuž mostovky   | Ø 16 à 150 mm |
| • Spodní podélná výztuž           | Ø 12 à 150 mm |
| • Výztuž na kroucení              | Ø 25 à 150 mm |
| • Smyková výztuž trámu (2 střihy) | Ø 20 à 150 mm |



Obrázek 68: Schéma vyztužení průřezu betonářskou výztuží





## 8.2.2 Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu UP

Rozhodující posudky a využití průřezů v čase uvedení do provozu jsou uvedeny v následujících tabulkách:

Tabulka 29: Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu UP

Fáze výstavby: UP[L] (206,0d)

Pozice	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	Opera	Kroucení	72,9	OK
POLE 1 (9,42m)	Pole	Kroucení	57,4	OK
P2 (26,90m)	Podpora	Únosnost N-M-M	64,7	OK
POLE 2 (46,00m)	Pole	Únosnost N-M-M	72,0	OK
P3 (65,10m)	P3, P6	Kroucení	87,3	OK
POLE 3 (80,60m)	Pole	Kroucení	78,0	OK
P4 (96,10m)	Podpora	Kroucení	58,9	OK
POLE 4 (111,60m)	Pole	Únosnost N-M-M	61,0	OK
P5 (127,10m)	Podpora	Smyk	51,1	OK
POLE 5 (143,36m)	Pole	Kroucení	65,5	OK
P6 (158,10m)	P3, P6	Kroucení	80,8	OK
POLE 6 (177,23m)	Pole	Únosnost N-M-M	74,5	OK
P7 (196,30m)	Podpora	Smyk	52,5	OK
POLE 7 (213,76m)	Pole	Kroucení	62,0	OK
O8 (223,19m)	Opera	Kroucení	79,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tabulka 30: Posouzení MSÚ kombinace M+N - UP

Únosnost N-M-M

Pozice	Ned/Nrd1/Nrd2[kN]	Medy/Mrd1y/Mrd2y[kNm]	Medz/Mrd1z/Mrd2z[kNm]	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	0,0/ -0,4/ 0,2	269,3/ 58597,9/ -28790,8	-10,4/ -2266,6/ 1113,7	0,5	OK
POLE 1 (9,42m)	1,5/ 2,7/ -1,0	36994,2/ 67368,6/ -25262,3	-300,6/ -547,4/ 205,3	54,9	OK
P2 (26,90m)	-188,6/ -291,8/ 21,5	-54773,1/ -84720,3/ 6251,9	2881,2/ 4456,5/ -328,9	64,7	OK
POLE 2 (46,00m)	7,1/ 9,9/ -0,8	70536,6/ 97927,5/ -7724,4	-1247,8/ -1732,4/ 136,6	72,0	OK
P3 (65,10m)	338,0/ 655,2/ -269,7	-32530,7/ -63052,4/ 25954,1	-2118,9/ -4106,9/ 1690,5	51,6	OK
POLE 3 (80,60m)	166,9/ 280,0/ -46,3	50004,1/ 83893,0/ -13857,5	-1743,7/ -2925,5/ 483,2	59,6	OK
P4 (96,10m)	238,7/ 481,9/ -127,9	-35057,9/ -70778,3/ 18787,2	49,6/ 100,2/ -26,6	49,5	OK
POLE 4 (111,60m)	210,7/ 345,3/ -69,6	48848,6/ 80043,9/ -16140,6	-1824,8/ -2990,1/ 602,9	61,0	OK
P5 (127,10m)	479,3/ 959,8/ -310,2	-33504,0/ -67090,2/ 21681,3	-2833,6/ -5674,1/ 1833,7	49,9	OK
POLE 5 (143,36m)	285,6/ 503,3/ -159,4	40304,8/ 71030,3/ -22494,2	-306,2/ -539,6/ 170,9	56,7	OK
P6 (158,10m)	-236,3/ -339,8/ 43,5	-53265,9/ -76614,3/ 9807,7	-19370,6/ -27861,5/ 3566,7	69,5	OK
POLE 6 (177,23m)	11,0/ 14,7/ -1,0	72994,3/ 97984,7/ -6955,5	-2208,8/ -2965,0/ 210,5	74,5	OK
P7 (196,30m)	-24,1/ -49,8/ 24,6	-28838,0/ -59459,7/ 29398,1	2810,5/ 5794,9/ -2865,1	48,5	OK
POLE 7 (213,76m)	2,2/ 3,8/ -0,8	45943,8/ 79069,4/ -16411,1	-239,6/ -412,3/ 85,6	58,1	OK
O8 (223,19m)	0,3/ 42,6/ -20,3	398,8/ 59630,0/ -28452,0	-11,1/ -1653,3/ 788,9	0,7	OK

*Tabulka 31: Posouzení MSÚ smyk – UP***Smyk**

Pozice	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	6181,3	7251,2	45158,7	9459,9	9459,9	65,3	OK
POLE 1 (9,42m)	1774,5	7496,5	54603,8	9021,0	9021,0	19,7	OK
P2 (26,90m)	11773,2	7674,8	56773,8	19734,7	19734,7	59,7	OK
POLE 2 (46,00m)	1948,0	7370,1	53817,4	8853,1	8853,1	22,0	OK
P3 (65,10m)	10268,3	7392,7	54526,4	19797,6	19797,6	51,9	OK
POLE 3 (80,60m)	1661,3	8422,9	62131,5	10187,8	10187,8	16,3	OK
P4 (96,10m)	9304,2	7242,1	53344,0	18558,3	18558,3	50,1	OK
POLE 4 (111,60m)	1501,7	8394,8	62124,8	10178,4	10178,4	14,8	OK
P5 (127,10m)	9653,6	7362,9	54287,5	18887,4	18887,4	51,1	OK
POLE 5 (143,36m)	2418,5	9151,9	67780,7	11142,4	11142,4	21,7	OK
P6 (158,10m)	11023,6	8397,5	36607,5	15647,7	15647,7	70,4	OK
POLE 6 (177,23m)	1967,2	8204,9	40621,6	6559,1	8204,9	24,0	OK
P7 (196,30m)	9770,9	7265,0	53541,3	18620,7	18620,7	52,5	OK
POLE 7 (213,76m)	2684,3	7373,6	54401,3	8861,7	8861,7	30,3	OK
O8 (223,19m)	5278,9	7252,3	53440,3	8704,5	8704,5	60,6	OK

*Tabulka 32: Posouzení MSÚ kroucení – UP***Kroucení**

Pozice	$T_{Ed}$ [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	$T_{Rd}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	10146,0	9205,9	40902,2	13924,4	13924,4	72,9	OK
POLE 1 (9,42m)	7985,7	9183,4	40941,3	13903,3	13903,3	57,4	OK
P2 (26,90m)	6192,0	9189,9	41534,3	13910,4	13910,4	44,5	OK
POLE 2 (46,00m)	-6231,9	9183,4	41095,7	13903,3	13903,3	44,8	OK
P3 (65,10m)	15234,1	9190,1	41513,7	17448,3	17448,3	87,3	OK
POLE 3 (80,60m)	10844,3	9183,4	41117,9	13903,3	13903,3	78,0	OK
P4 (96,10m)	8189,9	9189,9	41544,8	13910,4	13910,4	58,9	OK
POLE 4 (111,60m)	6312,9	9183,4	41158,0	13903,3	13903,3	45,4	OK
P5 (127,10m)	6672,3	9189,9	41538,2	13910,4	13910,4	48,0	OK
POLE 5 (143,36m)	-9107,7	9183,4	41033,6	13903,3	13903,3	65,5	OK
P6 (158,10m)	14101,5	9190,1	41549,1	17448,3	17448,3	80,8	OK
POLE 6 (177,23m)	8205,0	9183,4	41519,1	13903,3	13903,3	59,0	OK
P7 (196,30m)	5438,9	9189,9	41548,5	13910,4	13910,4	39,1	OK
POLE 7 (213,76m)	-8617,5	9183,4	41519,1	13903,3	13903,3	62,0	OK
O8 (223,19m)	-11121,8	9205,9	41620,4	13924,4	13924,4	79,9	OK



### 8.2.3 Posouzení MSÚ v čase na konci životnosti KŽ

Rozhodující posudky a využití průřezů v čase na konci životnosti jsou uvedeny v následujících tabulkách:

Tabulka 33: Posouzení MSÚ v čase na konci životnosti KŽ

Fáze výstavby: KZ[L] (36500,0d)



Pozice	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	Opěra	Kroucení	70,5	OK
POLE 1 (9,42m)	Pole	Kroucení	55,3	OK
P2 (26,90m)	Podpora	Smyk	88,9	OK
POLE 2 (46,00m)	Pole	Únosnost N-M-M	69,5	OK
P3 (65,10m)	Podpora P3,P6	Kroucení	81,3	OK
POLE 3 (80,60m)	Pole	Kroucení	72,0	OK
P4 (96,10m)	Podpora	Kroucení	54,6	OK
POLE 4 (111,60m)	Pole	Únosnost N-M-M	58,5	OK
P5 (127,10m)	Podpora	Únosnost N-M-M	50,4	OK
POLE 5 (143,36m)	Pole	Kroucení	65,2	OK
P6 (158,10m)	Podpora P3,P6	Smyk	81,0	OK
POLE 6 (177,23m)	Pole	Únosnost N-M-M	71,6	OK
P7 (196,30m)	Podpora	Smyk	63,5	OK
POLE 7 (213,76m)	Pole	Kroucení	61,3	OK
O8 (223,19m)	Opěra	Kroucení	78,8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tabulka 34: Posouzení MSÚ kombinace M+N – KŽ

Únosnost N-M-M

Pozice	Ned/Nrd1/Nrd2[kN]	Medy/Mrd1y/Mrd2y[kNm]	Medz/Mrd1z/Mrd2z[kNm]	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	0,0/ -0,3/ 0,1	238,1/ 58460,6/ -28410,3	-8,8/ -2154,1/ 1046,9	0,4	OK
POLE 1 (9,42m)	3,2/ 5,9/ -2,2	35988,1/ 67160,0/ -25119,0	-645,0/ -1203,7/ 450,2	53,6	OK
P2 (26,90m)	-180,0/ -279,2/ 21,3	-54608,3/ -84710,3/ 6452,1	1935,7/ 3002,8/ -228,7	64,5	OK
POLE 2 (46,00m)	16,1/ 23,1/ -2,1	67691,3/ 97466,1/ -8679,9	-2805,7/ -4039,8/ 359,8	69,5	OK
P3 (65,10m)	849,6/ 1570,0/ -653,3	-33601,3/ -62094,4/ 25837,4	-4927,2/ -9105,4/ 3788,8	54,1	OK
POLE 3 (80,60m)	683,2/ 1203,7/ -208,4	47071,5/ 82936,4/ -14361,9	-4929,5/ -8685,4/ 1504,0	56,8	OK
P4 (96,10m)	756,4/ 1492,9/ -393,5	-35360,6/ -69789,8/ 18396,5	-2798,5/ -5523,4/ 1455,9	50,7	OK
POLE 4 (111,60m)	722,4/ 1234,7/ -257,9	46350,6/ 79217,2/ -16546,2	-4315,4/ -7375,5/ 1540,5	58,5	OK
P5 (127,10m)	1035,7/ 2054,6/ -662,3	-33473,6/ -66400,4/ 21403,8	-4198,7/ -8328,8/ 2684,7	50,4	OK
POLE 5 (143,36m)	844,4/ 1555,2/ -501,0	38284,1/ 70514,6/ -22713,5	-285,2/ -525,3/ 169,2	54,3	OK
P6 (158,10m)	-195,8/ -277,1/ 35,7	-53231,5/ -75333,8/ 9698,6	-25968,5/ -36750,9/ 4731,4	70,7	OK
POLE 6 (177,23m)	38,0/ 53,1/ -4,4	69494,2/ 97080,1/ -8099,7	-6875,7/ -9605,1/ 801,4	71,6	OK
P7 (196,30m)	-8,6/ -16,3/ 8,0	-31695,3/ -60014,9/ 29432,4	229,4/ 434,3/ -213,0	52,8	OK
POLE 7 (213,76m)	7,5/ 13,4/ -2,9	43855,1/ 78677,9/ -17132,6	-1168,1/ -2095,6/ 456,3	55,7	OK
O8 (223,19m)	0,3/ 49,1/ -23,3	356,4/ 59467,2/ -28271,6	-6,7/ -1123,7/ 534,2	0,6	OK

*Tabulka 35: Posouzení MSÚ smyk – KŽ***Smyk**

Pozice	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	6148,3	7461,0	45730,4	9755,5	9755,5	63,0	OK
POLE 1 (9,42m)	1674,3	8229,0	42263,2	7184,4	8229,0	20,3	OK
P2 (26,90m)	11057,8	7763,7	29819,3	12434,1	12434,1	88,9	OK
POLE 2 (46,00m)	1823,7	8562,3	42039,1	7031,2	8562,3	21,3	OK
P3 (65,10m)	8560,2	7856,9	29727,2	12908,5	12908,5	66,3	OK
POLE 3 (80,60m)	1533,6	8480,1	61326,6	10259,7	10259,7	14,9	OK
P4 (96,10m)	9236,6	7262,4	52423,8	18613,5	18613,5	49,6	OK
POLE 4 (111,60m)	1403,8	7279,1	52238,6	8739,3	8739,3	16,1	OK
P5 (127,10m)	9515,4	7590,6	54928,7	19506,4	19506,4	48,8	OK
POLE 5 (143,36m)	2310,0	8554,2	62715,4	13640,0	13640,0	16,9	OK
P6 (158,10m)	11025,0	7986,8	31617,8	13606,0	13606,0	81,0	OK
POLE 6 (177,23m)	1830,7	8934,4	33129,4	7021,5	8934,4	20,5	OK
P7 (196,30m)	8240,0	8131,3	39683,5	12986,1	12986,1	63,5	OK
POLE 7 (213,76m)	2185,7	7238,2	52829,6	8684,4	8684,4	25,2	OK
O8 (223,19m)	5346,7	7871,6	57491,8	9505,7	9505,7	56,2	OK

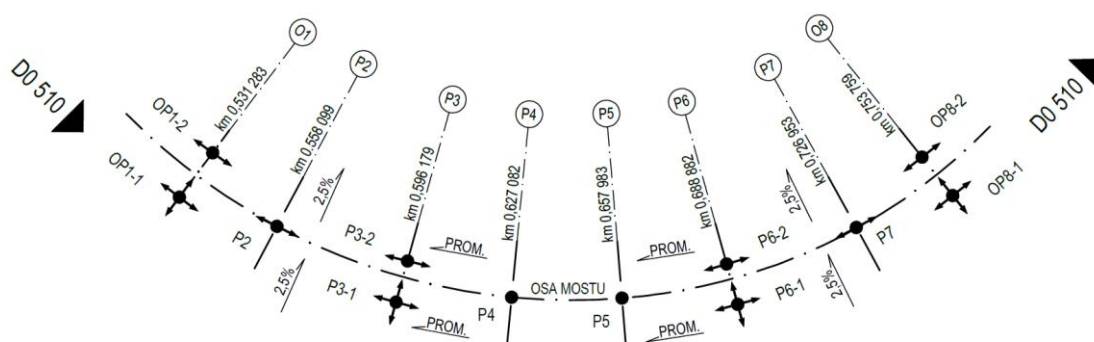
*Tabulka 36: Posouzení MSÚ kroucení – KŽ***Kroucení**

Pozice	$T_{Ed}$ [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	$T_{Rd}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
O1 (0,00m Vpravo)	9819,9	9205,9	40170,1	13924,4	13924,4	70,5	OK
POLE 1 (9,42m)	7685,1	9183,4	40245,9	13903,3	13903,3	55,3	OK
P2 (26,90m)	6040,7	9189,9	40821,3	13910,4	13910,4	43,4	OK
POLE 2 (46,00m)	-6062,7	9183,4	40410,4	13903,3	13903,3	43,6	OK
P3 (65,10m)	14183,1	9190,1	40690,7	17448,3	17448,3	81,3	OK
POLE 3 (80,60m)	10011,9	9183,4	40292,6	13903,3	13903,3	72,0	OK
P4 (96,10m)	7599,3	9189,9	40706,2	13910,4	13910,4	54,6	OK
POLE 4 (111,60m)	5837,3	9183,4	40319,7	13903,3	13903,3	42,0	OK
P5 (127,10m)	6439,4	9189,9	40676,2	13910,4	13910,4	46,3	OK
POLE 5 (143,36m)	-9067,8	9183,4	40184,7	13903,3	13903,3	65,2	OK
P6 (158,10m)	12949,4	9190,1	40880,2	17448,3	17448,3	74,2	OK
POLE 6 (177,23m)	7357,1	9183,4	40738,2	13903,3	13903,3	52,9	OK
P7 (196,30m)	5107,1	9189,9	41101,9	13910,4	13910,4	36,7	OK
POLE 7 (213,76m)	-8528,7	9183,4	41131,0	13903,3	13903,3	61,3	OK
O8 (223,19m)	-10974,1	9205,9	41006,7	13924,4	13924,4	78,8	OK

## 9 NÁVRH ULOŽENÍ MOSTU

Nosná konstrukce je uložena na dvojicích hrncových ložisek. Bylo zvoleno takové uspořádání, kde jsou ložiska na každé podpoře natočena radiálně ve směru zakřivení osy mostu. V tomto případě se mostovka pohybuje ve směru zakřivení konstrukce na každé podpoře a tudíž vzniká v mostním závěru pouze podélný posun. Nevýhodou může být vznik nemalých příčných sil v ložiskách, které mají tendenci vznikat zejména při zatížení konstrukce teplotou. V tomto případě byly tyto síly zredukovány díky uložení konstrukce na systém pružných podpor – viz kapitola 5.2.

Návrh ložisek byl proveden dle TNI 73 6270 na základě mezního stavu únosnosti dle příslušných sil a posunů, které na ložisko působí.



Obrázek 69: Schéma rozmístění ložisek

### 9.1 REAKCE OD NOSNÉ KONSTRUKCE

Návrhové hodnoty silových účinků jsou založeny na kombinacích v souladu s ČSN EN 1990. Síly vypočtené na základě jednotlivých zatěžovacích stavů byly zvýšeny dílčími součiniteli zatížení v souladu s Eurokódy.

Výpočet třecích sil a reakcí od třecích sil byl proveden dle TNI 73 6270 – Mostní ložiska.



Tabulka 37: Hodnoty reakcí působících na ložiska podpěr O1-P4

HODNOTY REAKCÍ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA													
Zatěžovací stav		OPI - 1		OPI - 2		P2		P3 - 1		P3 - 2		P4	
		Fz [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]
G <sub>0</sub>	Vlastní tíha	1330,4	0,0	1248,3	0,0	10269,6	0,0	4910,9	0,0	4945,1	0,0	0,0	8348,6
G <sub>1</sub>	Ostatní stálé	399,2	0,0	193,4	0,0	2405,4	0,0	2037,1	0,0	244,2	0,0	0,0	1955,1
S	Sedání - max (obálka)	90,7	0,0	43,2	0,0	337,3	0,0	228,6	0,0	289,0	0,0	0,0	576,8
	Sedání - min (obálka)	-90,6	0,0	-43,0	0,0	-338,3	0,0	-202,4	0,0	-309,3	0,0	0,0	-594,0
T	Teplota - max (obálka)	86,8	75,5	24,5	33,3	33,0	33,3	409,9	14,8	101,1	196,6	1,3	0,4
	Teplota - min (obálka)	-22,4	-81,8	-6,3	-30,7	-128,0	-30,7	-105,8	-13,7	-391,6	-213,0	-1,4	-1,6
W	Větr - max (obálka)	119,0	323,3	123,1	179,4	352,5	179,4	911,2	313,2	924,8	349,2	411,3	286,3
	Větr - min (obálka)	-119,0	-323,3	-123,1	-179,4	-352,5	-179,4	-911,2	-313,2	-924,8	-349,2	-411,3	-286,3
FR	Tření v ložiskách - char MVL	0,0	78,7	0,0	552,3	0,0	0,0	0,0	274,5	0,0	260,2	0,0	0,0
BR	Brzdění sil - tam	0,0	18,4	0,0	19,9	0,0	0,0	0,0	26,0	0,1	-504,4	14,7	0,0
	Brzdění sil - zpět	0,0	-18,4	0,0	-19,9	0,0	0,0	0,0	-26,0	0,1	504,4	-14,7	0,0
ODST	Odstředivá síla	0,0	-31,0	0,0	-17,2	0,0	0,0	0,0	-30,1	0,0	0,0	-39,5	0,0
MVL	Char. hodnoty - max (obálka)	1143,7	0,0	1592,2	0,0	3433,7	0,0	3839,2	0,0	5066,7	0,0	0,0	3309,3
	Char. hodnoty - min (obálka)	-466,1	0,0	-286,6	0,0	-282,0	0,0	-2846,3	0,0	-2032,0	0,0	0,0	-610,2
	Časté hodnoty - max	668,0	0,0	780,2	0,0	1796,4	0,0	1869,1	0,0	2490,8	0,0	0,0	1744,9
	Časté hodnoty - min	-201,2	0,0	-152,8	0,0	-144,5	0,0	-1332,1	0,0	-936,9	0,0	0,0	-318,5
Kombinace	MSÚ 6.10a	3452,9	330,4	3162,0	857,1	20258,4	12997,6	576,8	11547,3	1346,5	297,1	17215,4	8903,2
		MIN	1242,2	-414,1	1073,0	-903,5	4086,7	-657,9	2720,9	-1346,4	-403,6	523,9	15196,9
	MSÚ 6.10b	3728,5	484,9	2936,1	269,1	17842,4	14209,0	469,8	10999,3	523,9	617,0	7292,7	12797,2
		MIN	641,5	-484,9	790,6	-269,1	1036,8	-469,8	1443,2	-523,8	-617,0	974,2	9219,3
	Char.	3035,5	323,3	2301,9	622,9	15020,2	11562,6	406,4	8524,0	974,2	192,7	12797,2	10880,7
		MIN	1101,6	-323,2	1122,7	-657,3	3352,6	-466,5	3388,1	-974,1	-271,5	9219,3	9708,8
	Kvazi	1863,8	37,8	1497,0	16,7	13028,8	7381,6	7,5	5528,8	98,4	0,0	10880,7	9708,8
		MIN	1627,9	-40,9	1395,5	-15,3	6692,7	-6,8	4684,1	-106,5	0,0	9708,8	9708,8





Tabulka 38: Hodnoty reakcí působících na ložiska podpěr P5-O8

HODNOTY REAKCÍ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA																		
Zatěžovací stav	P5			P6-1			P6 - 2			P7			OP8 - 1			OP8 - 2		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
G <sub>0</sub>	0,0	0,0	8342,1	4952,3	0,0	4916,3	0,0	10257,6	-1337,5	0,0	1246,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
G <sub>1</sub>	0,0	0,0	1954,3	2045,3	0,0	238,2	0,0	2403,7	-400,3	0,0	192,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S	Sedání - max (obálka)	0,0	0,0	576,5	322,2	0,0	289,9	0,0	228,9	126,5	62,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Sedání - min (obálka)	0,0	0,0	-593,7	-127,4	0,0	-340,8	0,0	-439,3	-58,3	-17,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
T	Teplota - max (obálka)	206,3	2,8	0,3	430,1	61,8	106,5	54,3	32,7	23,1	5,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Teplota - min (obálka)	-190,5	-2,6	-1,2	-111,0	-57,0	-412,6	-58,8	-126,5	-89,5	-20,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
W	Vítr - max (obálka)	271,9	277,1	286,7	910,6	627,3	922,5	102,7	353,0	118,8	123,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Vítr - min (obálka)	-271,9	-277,1	-286,7	-910,6	-627,3	-922,5	-102,7	-353,0	-118,8	-123,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
FR	Tření v ložiskách - char MVL	260,2	0,0	0,0	0,0	273,0	0,0	551,8	0,0	0,0	78,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
BR	Brzdné síly - tam	-392,7	-10,1	0,1	0,0	-62,5	0,1	19,1	0,1	0,0	-36,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Brzdné síly - zpět	392,7	10,1	0,1	0,0	62,5	0,1	-19,1	0,1	0,0	36,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
ODST	Odstředivá síla	0,0	-26,6	0,0	0,0	-60,2	0,0	-9,9	0,0	0,0	-25,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MVL	Char. hodnoty - max (obálka)	0,0	0,0	3311,0	3843,9	0,0	5060,3	0,0	3433,5	1143,7	0,0	1592,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Char. hodnoty - min (obálka)	0,0	0,0	-612,7	-2835,6	0,0	-2033,7	0,0	-283,8	-466,1	0,0	-286,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Časté hodnoty - max	0,0	0,0	1746,1	1871,8	0,0	2487,9	0,0	1796,5	668,0	0,0	780,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Časté hodnoty - min	0,0	0,0	-320,2	-1327,3	0,0	-937,8	0,0	-145,4	-201,2	0,0	-152,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MSÚ 6.10a	1126,1	227,1	17207,3	13179,9	936,2	11495,4	798,3	20110,4	-1185,6	361,7	3181,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Kombinace	MIN	-1126,0	-298,8	8893,8	4233,4	-1098,7	2649,3	-824,9	11620,2	-2186,4	-431,2	1100,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MAX	407,8	415,7	15190,5	14367,2	941,0	10952,8	154,1	17717,0	-214,2	402,6	2952,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MIN	-407,7	-415,6	7284,1	1170,4	-940,9	1383,9	-154,1	9588,2	-2272,7	-402,5	813,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MAX	816,0	149,8	12791,1	11710,1	651,6	8485,8	584,5	14898,5	-396,3	268,4	2324,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MIN	-815,9	-202,9	9210,6	3488,3	-772,0	3322,4	-604,2	11864,8	-2333,5	-301,5	1145,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MAX	103,2	0,0	10873,1	7534,9	30,9	5497,6	27,1	12906,5	-1599,8	15,4	1503,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Kvazi	-95,2	0,0	9702,1	6814,7	-28,5	4607,4	-29,4	12158,7	-1840,8	-16,7	1410,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0



## 9.2 POSUNY LOŽISEK

Návrhové hodnoty posunů jsou založeny na charakteristických kombinacích v souladu s ČSN EN 1990, ale s doplněnými součiniteli zatížení pro mezní stav únosnosti a použitelnosti.

Hodnoty vypočtené pro mezní stav únosnosti MSÚ znázorňují maximální rozsah posunů, na který má být ložisko navrženo. Hodnoty pro mezní stav použitelnosti MSP vyjadřují maximální skutečný rozsah posunů.

Tabulka 39: Přehled uvažovaných součinitelů zatížení pro výpočet posunů ložisek [12]

Účinek	Součinitel v MSÚ	Součinitel v MSP
Předpětí	1,0	1,0
Smršťováním	1,6	1,6
Dotvarování	1,35	1,35
Teplota	1,5	1,0
Brzdné síly	1,35	1,0

Tabulka 40: Hodnoty posunů od působícího zatížení na ložiska

HODNOTY POSUNŮ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA					
Zatěžovací stav		OP1	P2	P3	P4
		dx	dx	dx	dx
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
C	Dotvarování	-21,0	-14,0	-6,4	0,0
S	Smršťování	-38,0	-27,4	-14,4	0,0
T -	Tcon (ochlazení)	-36,7	-27,0	-14,5	0,0
T +	Texp (oteplení)	33,9	24,9	13,4	0,0
RO	Rozjezd	-11,1	-10,8	-10,7	0,0
BR	Brždění	11,1	10,8	10,7	0,0
MSP	MAX ROZTAŽENÍ	42,7	33,6	21,4	0,0
	MAXIMÁLNÍ ZKRÁCENÍ	-134,7	-98,5	-54,0	0,0
	<b>CELKOVÝ ROZSAH POSUNŮ</b>	<b>177,4</b>	<b>132,0</b>	<b>75,4</b>	<b>0,0</b>
MSÚ	MAX ROZTAŽENÍ	62,8	49,1	30,5	0,0
	MAXIMÁLNÍ ZKRÁCENÍ	-156,1	-115,0	-63,5	0,0
	<b>CELKOVÝ ROZSAH POSUNŮ</b>	<b>218,9</b>	<b>164,1</b>	<b>94,1</b>	<b>0,0</b>





HODNOTY POSUNŮ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA					
Zatěžovací stav		P5	P6	P7	OP8
		dx	dx	dx	dx
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
C	Dotvarování	0,0	-10,4	-17,7	-21,9
S	Smršťování	0,0	-16,8	-29,7	-39,1
T -	Tcon (ochlazení)	0,0	-15,7	-28,3	-38,1
T +	Texp (oteplení)	0,0	14,5	26,1	35,1
RO	Rozjezd	0,0	10,7	10,9	11,2
BR	Brždění	0,0	-10,7	-10,9	-11,2
MSP	MAX ROZTAŽENÍ	0,0	22,3	31,8	44,1
	MAXIMÁLNÍ ZKRÁCENÍ	0,0	-64,2	-105,0	-139,2
	<b>CELKOVÝ ROZSAH POSUNŮ</b>	0,0	<b>86,5</b>	<b>136,7</b>	<b>183,3</b>
MSÚ	MAX ROZTAŽENÍ	0,0	31,9	46,0	64,8
	MAXIMÁLNÍ ZKRÁCENÍ	0,0	-74,2	-120,1	-161,4
	<b>CELKOVÝ ROZSAH POSUNŮ</b>	<b>0,0</b>	<b>106,1</b>	<b>166,1</b>	<b>226,1</b>

Kladná hodnota představuje posun od pevného bodu (prodloužení) a záporná posun k pevnému bodu (zkrácení).

### 9.3 NÁVRH DILATAČNÍCH ZÁVĚRŮ

Podélné pohyby konstrukce byly uvažovány obdobně jako v případě návrhu posunů ložisek. Ve výpočtu je s ohledem na čas umístění dilatačních závěrů redukován vliv dotvarování a smršťování na celkové pohyby v mostních závěrech.

Mostní závěr OP1: dilatační délka  $L = 96,1$  m celkový posun  $\Delta = 200,2$  mm

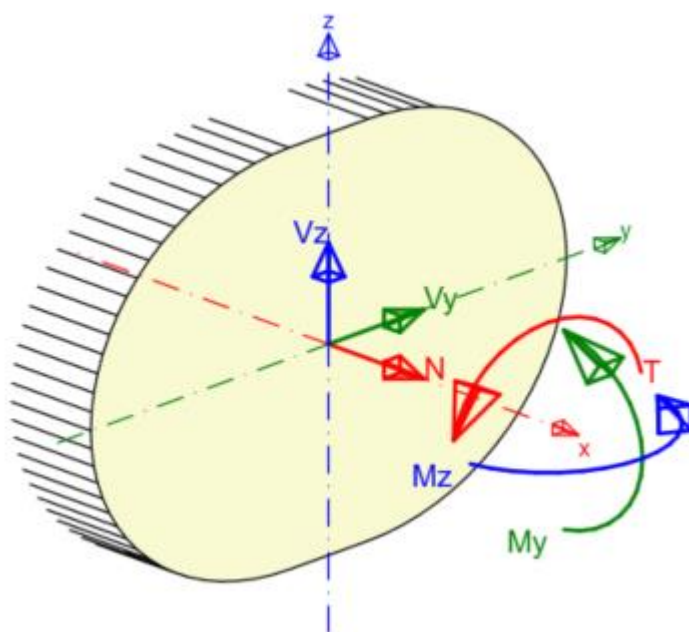
Mostní závěr OP8: dilatační délka  $L = 96,1$  m celkový posun  $\Delta = 216,1$  mm

## 10 SPODNÍ STAVBA

### 10.1 PILÍŘE

Pilíře byly navrženy a posouzeny s ohledem na reakce v ložiskách společně s vodorovnými silami od tření. Tvar pilířů je navržen jako oválný v případě potřeby uložení 2 ložisek v příčném směru je hlava pilíře rozšířená na 4,0 m.

Posouzení pilířů bylo provedeno v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci. V rámci posouzení byly zohledněny účinky druhého řádu. Pilíř byl uvažován jako prut jednostranně vetknutý a byl posouzen v nejvíce namáhaném průřezu – v jeho patě.



Obrázek 70: Uvažovaný souřadný systém na pilíři

#### 10.1.1 Běžný pilíř

Tvar běžného pilíře P2, P3, P6, P7 byl navržen jako oválný o rozměrech 1,8 x 1,5 m a posouzen pro maximální a minimální účinky zatížení působící na nejvíce namáhaný pilíř P6.

Tabulka 41: Výpočet působícího zatížení na pilíř P6 – MAX

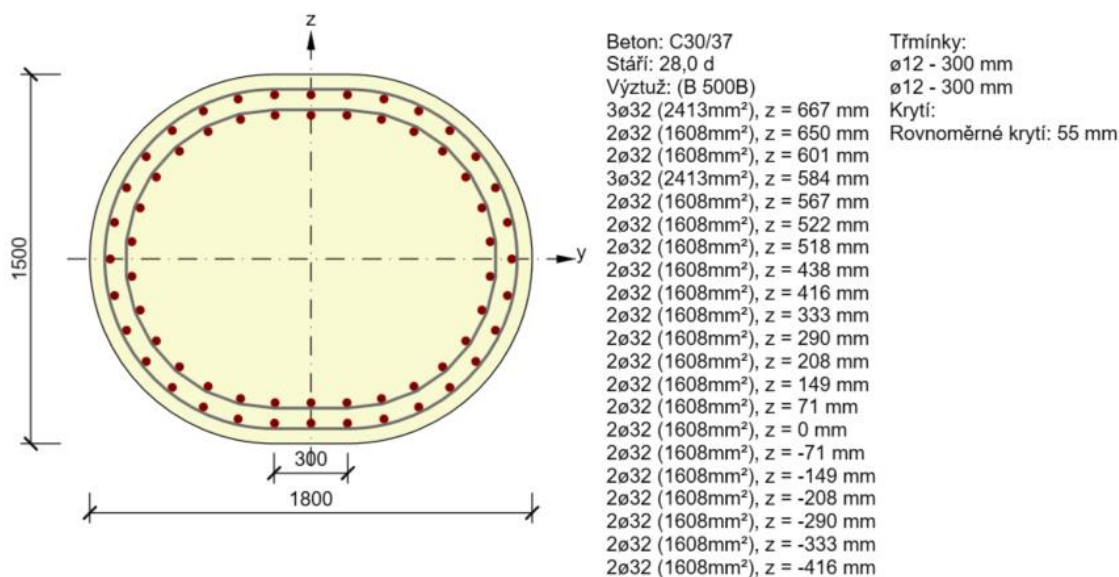
VÝPOČET PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA PILÍŘ P6 - max										
Typ zatížení	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Výška konstrukce [m]	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
MSÚ A	0,0	936,2	24675,3	6,5	-24675,3	936,2	0,0	0,0	0,0	6085,2
char.	0,0	651,6	20195,9		-20195,9	0,0	0,0	0,0	0,0	4235,7
kvazi	0,0	30,9	13032,5		-13032,5	0,0	0,0	0,0	0,0	200,8

Tabulka 42: Výpočet působícího zatížení na pilíř P6 – MIN

VÝPOČET PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA PILÍŘ P6 - min										
Typ zatížení	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Výška konstrukce [m]	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
MSÚ A	0,0	-1098,7	6882,7	6,5	-6882,7	-1098,7	0,0	0,0	0,0	-7141,4
char.	0,0	-772,0	6810,7		-6810,7	0,0	0,0	0,0	0,0	-5018,1
kvazi	0,0	-28,5	11422,1		-11422,1	0,0	0,0	0,0	0,0	-185,0

Pro běžný pilíř bylo navrženo následující vyztužení betonářskou výztuží:

- Podélná výztuž podél průřezu vnější Ø 32 à 150 mm
- Podélná výztuž podél průřezu vnitřní Ø 32 à 150 mm
- Smyková výztuž vnější (2 střihy) Ø 12 à 300 mm
- Smyková výztuž vnitřní (2 střihy) Ø 12 à 300 mm



Obrázek 71: Schéma vyztužení běžného pilíře

Rozhodující posudek běžného pilíře je uveden v následující tabulce:

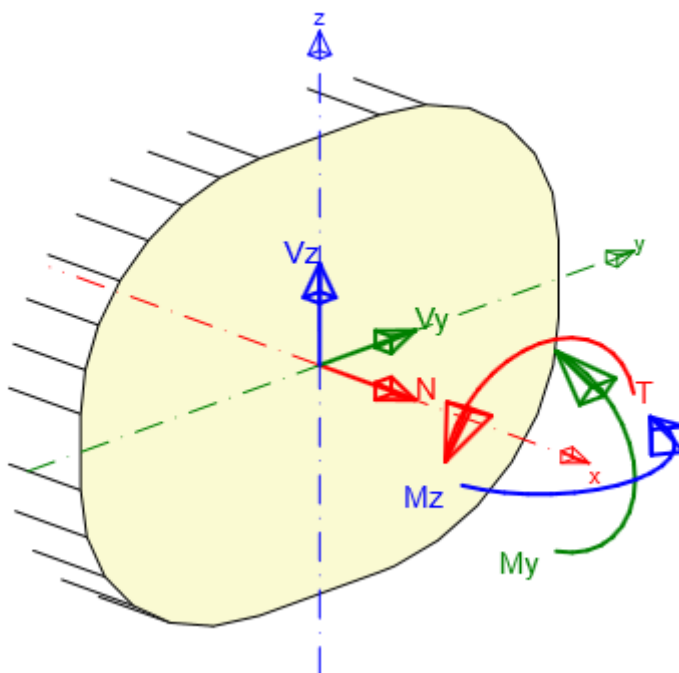
*Tabulka 43: Posouzení pilíře P6 min - MSÚ, MSP*

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-6810,7	-5018,1	0,0			91,5	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-6882,7	-7316,9	0,0			48,6	OK
Smyk	-6882,7			1098,7	0,0	58,8	OK
Omezení napětí	-6810,7	-5018,1	0,0			91,5	OK
Šířka trhliny	-11422,1	-185,0	0,0			0,0	OK
Osa				$l_0$ [m]	$\lambda$ [-]	$\lambda_{lim}$ [-]	
Štíhlost $y^\perp$				13,00	33,57	48,88	
Štíhlost $z^\perp$				13,00	28,55	49,96	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### 10.1.2 Pilíře s pevným ložiskem

Tvar pilíře s pevným ložiskem P4, P5 byl navržen jako oválný o rozměrech 1,8 x 2,0 m a posouzen pro maximální a minimální účinky zatížení působící na pilíř P4.



Tabulka 44: Výpočet působícího zatížení na pilíř P4 – MAX

VÝPOČET PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA PILÍŘ P4 - max										
Typ zatížení	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Výška konstrukce [m]	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
MSÚ A	1346,5	297,1	17215,4	8,7	-17215,4	1346,5	297,1	0,0	2584,8	11714,8
MSÚ B	523,9	617,0	15196,9		-15196,9	523,9	617,0	0,0	5368,2	4557,5
char.	974,2	192,7	12797,2		-12797,2	0,0	0,0	0,0	1676,1	8475,1
kvazi	98,4	0,0	10880,7		-10880,7	0,0	0,0	0,0	0,0	855,7

Tabulka 45: Výpočet působícího zatížení na pilíř P4 – MIN

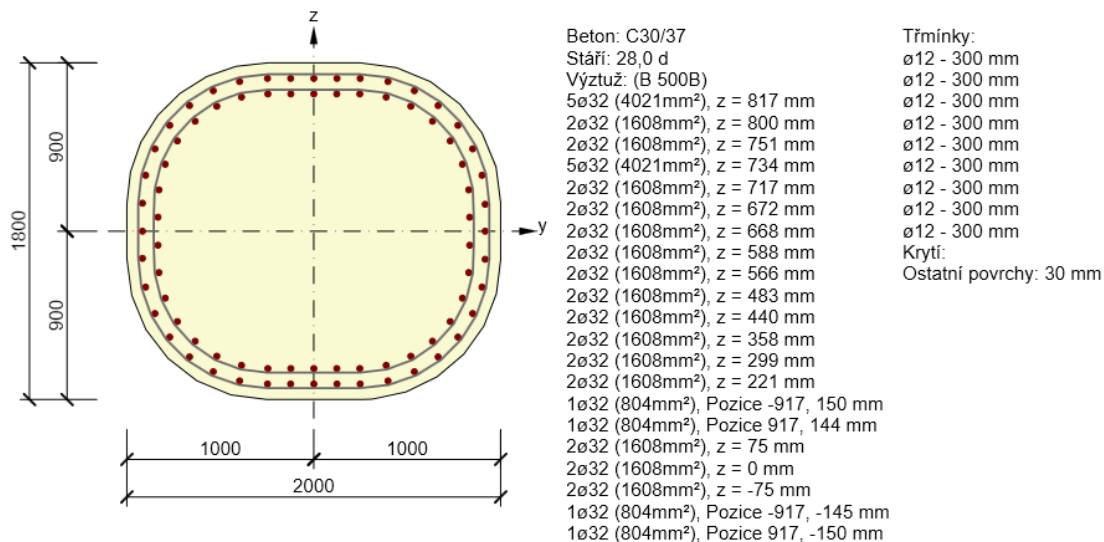
VÝPOČET PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA PILÍŘ P4 - min										
Typ zatížení	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Výška konstrukce [m]	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
MSÚ A	-1346,4	-403,6	8903,2	8,7	-8903,2	-1346,4	-403,6	0,0	-3511,1	-11713,9
MSÚ B	-523,8	-617,0	7292,7		-7292,7	-523,8	-617,0	0,0	-5367,5	-4556,7
char.	-974,1	-271,5	9219,3		-9219,3	0,0	0,0	0,0	-2362,2	-8474,4
kvazi	-106,5	0,0	9708,8		-9708,8	0,0	0,0	0,0	0,0	-926,2

Pro pilíř s pevným ložiskem bylo navrženo následující vyztužení betonářskou výztuží:

- Podélná výztuž podél průřezu vnější  $\varnothing 32$  à 150 mm
- Podélná výztuž podél průřezu vnitřní  $\varnothing 32$  à 150 mm
- Smyková výztuž vnější (2 stříhy)  $\varnothing 12$  à 300 mm
- Smyková výztuž vnitřní (2 stříhy)  $\varnothing 12$  à 300 mm



Vyztužený průřez: R 1



Obrázek 72: Schéma vyztužení pilíře s pevným ložiskem

Rozhodující posudek pilíře s pevným ložiskem je uveden v následující tabulce:

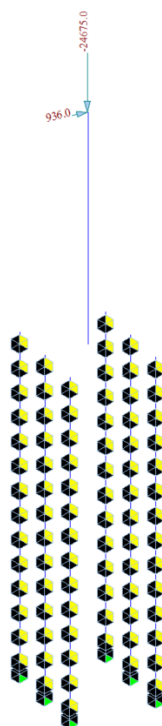
Tabulka 46: Posouzení pilíře P4 min - MSÚ, MSP

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-9219,3	-2362,2	-8474,4			90,7	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-8903,2	-3586,5	-11965,4			48,3	OK
Smyk	-8903,2			1405,6	0,0	56,5	OK
Interakce	-8903,2	-3586,5	-11965,4	1405,6	0,0	62,3	OK
Omezení napětí	-9219,3	-2362,2	-8474,4			90,7	OK
Šířka trhliny	-9708,8	0,0	-926,2			0,0	OK
Osa				$l_0$ [m]	$\lambda$ [-]	$\lambda_{lim}$ [-]	
Štíhlost $y^\perp$				17,40	36,73	50,65	
Štíhlost $z^\perp$				17,40	33,32	49,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## 11 ZALOŽENÍ PILÍŘŮ

Založení konstrukce je uvažováno hlubinné na velkopřůměrových pilotách Ø1200 mm. Piloty byly navrženy na základě vyhodnocených vnitřních sil v patě nejvíce zatíženého pilíře P6. Roznos na jednotlivé piloty byl určen z 3D modelu v SW MIDAS Civil. Piloty byly modelovány s kloubovým uložením v patě. Vodorovný odpor zeminy byl určen na základě modulu vodorovné reakce  $k_h$  a nahrazen po délce piloty vodorovnými pružinami proměnné tuhosti. Skupinový účinek pilot je zohledněn redukcí modulu vodorovné reakce pomocí zmenšovacích součinitelů  $\alpha$ .



Obrázek 73: Model založení pilíře P6 - Midas Civil

Posouzení bylo provedeno pro nejméně příznivě zatížené piloty v SW GEO5 – Pilota. Piloty byly navrženy na maximální hodnotu nerovnoměrného sedání 10 mm, tedy maximální zatlačení piloty do této hodnoty. Toto je v souladu s užitým nerovnoměrným sedáním v rámci posouzení nosné konstrukce.

Základ každého pilíře je uložen na 6 ks pilot délky 13,5 m. Celkové sedání nejvíce zatížené piloty pilíře P6 je vypočteno **8,2 mm**.



Bc. Zuzana Vávrová

Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511

**Posouzení piloty****Vstupní data****Projekt**

Akce : Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511

Autor : Bc. Zuzana Vávrová

Datum : 03.01.2020

**Základní parametry zemín**

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]
1	R4/O3		30,50	45,00	22,00	0,20
2	F6 CL/Q1		18,00	13,00	19,50	0,40
3	R6 F6 CL/O1		26,50	19,00	20,50	0,35
4	R6/O1		26,50	19,00	20,50	0,35
5	R5/O2		23,00	35,00	21,00	0,30
6	R6 F2CG/O1		26,50	19,00	20,50	0,35
7	R4-R3/O3		30,50	45,00	22,00	0,20

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]
1	R4/O3		-	40,00	23,00	-	-
2	F6 CL/Q1		-	7,00	20,50	-	-
3	R6 F6 CL/O1		-	15,00	21,50	-	-
4	R6/O1		-	15,00	21,50	-	-
5	R5/O2		-	15,00	22,00	-	-
6	R6 F2CG/O1		-	10,00	21,50	-	-
7	R4-R3/O3		-	100,00	23,00	-	-

**Parametry zemín****R4/O3**

Objemová tíha :

$$\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$$

Úhel vnitřního tření :

$$\varphi_{ef} = 30,50^\circ$$

Soudržnost zeminy :

$$c_{ef} = 45,00 \text{ kPa}$$

Poissonovo číslo :

$$\nu = 0,20$$





Bc. Zuzana Vávrová

Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 40,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

**F6 CL/Q1**

Objemová tíha :  $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 18,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 13,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 7,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

**R6 F6 CL/O1**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 19,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 15,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

**R6/O1**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 19,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 15,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

**R5/O2**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 23,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 35,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 15,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

**R6 F2CG/O1**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 19,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 10,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

**R4-R3/O3**

Objemová tíha :  $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 30,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 45,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,20$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

**Geometrie**

Profil piloty: kruhová  
Rozměry





Bc. Zuzana Vávrová

Průměr  $d = 1,20$  mDélka  $l = 13,50$  m**Umístění**Vysazení  $h = 0,00$  mHloubka upraveného terénu  $h_z = 2,78$  m

Typ technologie: vrtaná

**Průběh modulu reakce podloží**

Hloubka [m]	$K_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]
0.00	11.05
2.50	11.05
2.50	14.74
4.50	14.74
4.50	29.48
9.00	29.48
9.00	40.00
12.50	40.00
13.00	40.00
13.50	40.00

**Materiál konstrukce**

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992 1-1 (EC2).

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku

 $f_{ck} = 20,00$  MPa

Pevnost v tahu

 $f_{ct} = 2,20$  MPa

Modul pružnosti

 $E_{cm} = 30000,00$  MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

 $f_{yk} = 500,00$  MPa

Modul pružnosti

 $E = 200000,00$  MPa**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,70	F6 CL/Q1	
2	2,00	R6 F6 CL/O1	
3	2,40	R5/O2	
4	2,00	R5/O2	
5	2,40	R4/O3	
6	3,50	R4-R3/O3	
7	-	R4-R3/O3	



Bc. Zuzana Vávrová

Návrh silničního nadjezdu na MUK Dubeč na SOKP 511

**Zatížení**

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
1	ANO	Zatížení č. 1 NAVRHOVE	Návrhové	5152,00	0,00	337,00	156,00	0,00
2	ANO	Zatížení č. 1 UZITNE	Užitné	4212,00	0,00	234,00	109,00	0,00

**Hladina podzemní vody**

Hladina podzemní vody je v hloubce 2,20 m od původního terénu.

**Celkové nastavení výpočtu**

Výpočet svislé únosnosti : klasická teorie

Metoda výpočtu : ČSN 73 1002

Metodika posouzení : klasický postup

Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992 1-1 (EC2)

**Posouzení čis. 1****Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky**

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti  $N_c = 16,65$ Součinitel únosnosti  $N_d = 7,65$ Součinitel únosnosti  $N_b = 3,99$ Součinitel únosnosti  $K_1 = 1,15$ Výpočtová únosnost na patě piloty  $R_{bd} = 2267,51 \text{ kPa}$ Plocha příčného řezu piloty  $A_p = 1,13E+00 \text{ m}^2$ 

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 1,17 \text{ m}$ 

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [-]	$f_s$ [kPa]	$R_{si}$ [kN]
1,00	1,00	16,43	17,50	12,00	1,30	15,23	57,42
2,00	1,00	16,43	17,50	12,00	1,20	19,89	74,99
2,32	0,32	16,43	17,50	12,00	1,10	23,55	28,41
3,00	0,68	16,43	17,50	12,00	1,10	25,32	64,91
4,32	1,32	16,43	17,50	12,00	1,00	30,45	151,53
6,72	2,40	21,79	22,50	13,00	1,00	49,45	447,45
10,00	3,28	21,79	22,50	13,00	1,00	64,21	793,99
10,22	0,22	21,79	22,50	13,00	1,00	73,42	60,89
12,33	2,11	21,79	22,50	13,00	1,00	80,70	643,41

**Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1 NAVRHOVE)

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 2323,00 \text{ kN}$ Únosnost piloty v patě  $R_b = 2949,16 \text{ kN}$ Únosnost piloty  $R_c = 5272,16 \text{ kN}$ Extrémní svislá síla  $V_d = 5152,00 \text{ kN}$



$$R_c = 5272,16 \text{ kN} > 5152,00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty **VYHOVUJE**

### Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	2,32	2,32	33,22	131,00	94,00
2	2,32	4,32	2,00	42,23	131,00	94,00
3	4,32	6,72	2,40	48,50	169,00	139,00
4	6,72	10,22	3,50	63,51	169,00	139,00
5	10,22	13,50	3,28	61,04	169,00	139,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0 \text{ mm}$

Regresní součinitel  $e = 1616,00$

Regresní součinitel  $f = 1155,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 4317,86 \text{ kN}$   
 Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 1513,33 \text{ kPa}$   
 Průměrné plášťové tření  $q_s = 121,20 \text{ kPa}$   
 Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 51,88 \text{ MPa}$   
 Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,22$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru  $l/d$   $I_1 = 0,14$

Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,15$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1,00$

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	2332,24
5,0	3298,29
7,5	4039,56
10,0	4664,48
12,5	5215,05
15,0	5602,98
17,5	5817,17
20,0	6031,35
22,5	6245,54
25,0	6459,73

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť. tření  $R_{yu} = 5515,94 \text{ kN}$

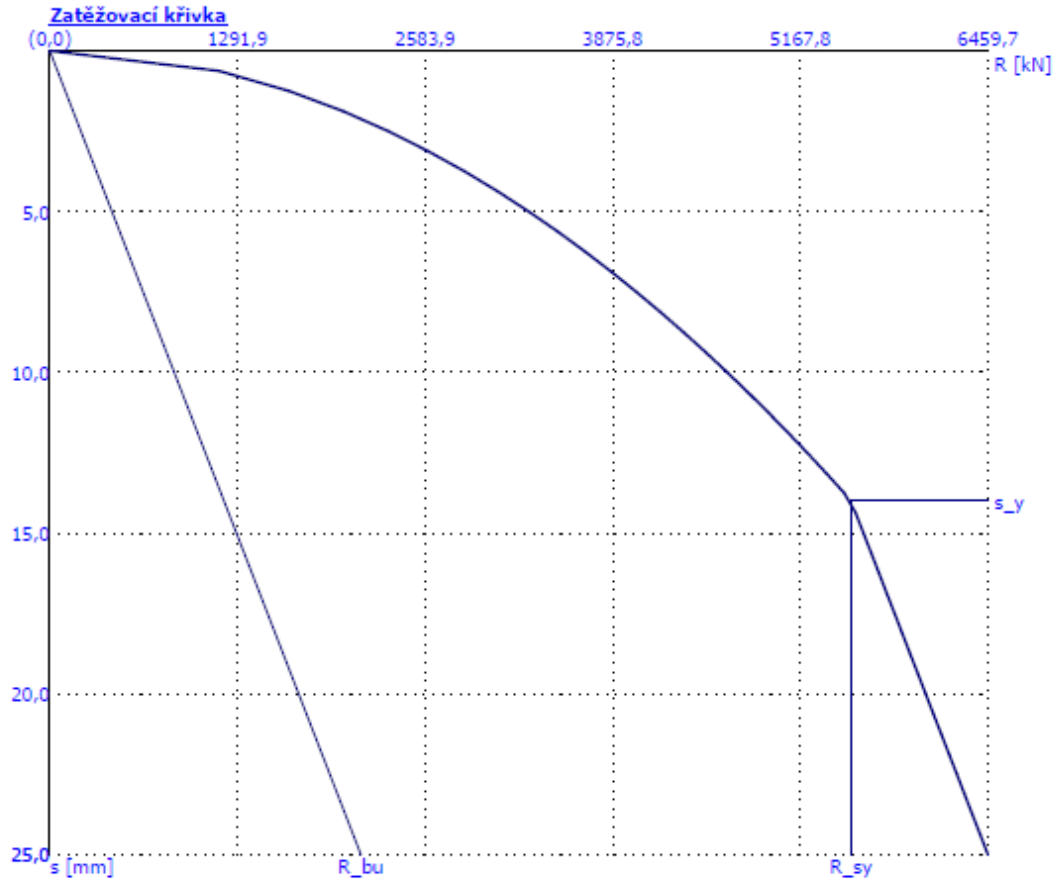
Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 14,0 \text{ mm}$

Únosnosti odpovídající sednutí 25 mm :

Únosnost paty  $R_{bu} = 2141,87 \text{ kN}$

Celková únosnost  $R_c = 6459,73 \text{ kN}$

Pro zatížení  $Q = 4212,00 \text{ kN}$  je sednutí piloty 8,2 mm



**Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky**

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření  $R_{yu} = 5515,94$  kN

Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 14,0$  mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25 mm :

Únosnost paty  $R_{bu} = 2141,87$  kN

Celková únosnost  $R_c = 6459,73$  kN

Pro zatížení  $Q = 4212,00$  kN je sednutí piloty 8,2 mm



Bc. Zuzana Vávrová

Návrh silničního nadjezdu na MUK Dubeč na SOKP 511

**Posouzení čís. 1****Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.  
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

**Průběhy vnitřních sil a deformace piloty**

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	11.05	-1.57	0.18	24.73	-109.00	-234.00
0.68	11.05	-1.47	0.24	23.17	-95.37	-165.08
1.35	11.05	-1.35	0.28	21.22	-82.74	-105.03
2.03	11.05	-1.21	0.31	20.61	-71.32	-53.10
2.50	11.05	-1.10	0.31	20.79	-63.00	-22.10
2.50	14.74	-1.10	0.31	20.79	-63.00	-22.10
2.70	14.74	-1.06	0.32	20.86	-59.50	-9.04
3.38	14.74	-0.91	0.31	19.11	-47.78	37.15
4.05	14.74	-0.76	0.30	20.05	-37.83	78.53
4.50	14.74	-0.67	0.29	22.01	-29.57	98.90
4.50	29.48	-0.67	0.29	22.01	-29.57	98.90
4.72	29.48	-0.62	0.28	23.00	-25.45	109.08
5.40	29.48	-0.50	0.25	20.96	-12.11	127.16
6.07	29.48	-0.38	0.22	16.20	-1.63	133.75
6.75	29.48	-0.28	0.20	12.02	8.80	131.47
7.42	29.48	-0.20	0.17	8.41	17.04	122.58
8.10	29.48	-0.13	0.14	5.35	22.58	109.07
8.78	29.48	-0.06	0.12	3.01	25.83	92.62
9.00	29.48	-0.05	0.11	2.25	26.35	86.59
9.00	40.00	-0.05	0.11	2.25	26.35	86.59
9.45	40.00	-0.01	0.10	0.73	27.39	74.54
10.13	40.00	0.04	0.09	-1.23	26.98	56.07
10.80	40.00	0.10	0.08	-2.75	24.68	38.54
11.48	40.00	0.15	0.07	-4.11	20.72	23.13
12.15	40.00	0.19	0.07	-5.37	15.23	10.91
12.50	40.00	0.21	0.06	-6.00	11.65	6.75
12.83	40.00	0.24	0.06	-6.58	8.32	2.89
13.00	40.00	0.25	0.06	-6.89	6.16	2.14
13.50	40.00	0.28	0.06	-7.78	-0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	11.05	-2.24	0.12	17.36	-156.00	-337.00
0.68	11.05	-2.10	0.17	16.25	-136.57	-238.33
1.35	11.05	-1.92	0.20	14.87	-118.57	-152.31
2.03	11.05	-1.72	0.22	14.43	-102.26	-77.89
2.50	11.05	-1.57	0.22	14.55	-90.38	-33.41



Bc. Zuzana Vávrová

Návrh silničního nadjezdu na MUK Dubeč na SOKP 511

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
2.50	14.74	-1.57	0.22	14.55	-90.38	-33.41
2.70	14.74	-1.51	0.22	14.60	-85.38	-14.68
3.38	14.74	-1.30	0.22	13.37	-68.63	27.06
4.05	14.74	-1.09	0.21	14.02	-54.40	55.86
4.50	14.74	-0.96	0.20	15.39	-42.60	70.00
4.50	29.48	-0.96	0.20	15.39	-42.60	70.00
4.72	29.48	-0.89	0.20	16.07	-36.70	77.07
5.40	29.48	-0.71	0.18	14.64	-17.60	89.58
6.07	29.48	-0.55	0.16	11.30	-2.59	94.06
6.75	29.48	-0.41	0.14	8.38	6.31	92.35
7.42	29.48	-0.29	0.12	5.86	12.05	86.03
8.10	29.48	-0.18	0.10	3.71	15.90	76.50
8.78	29.48	-0.09	0.08	2.08	18.16	64.93
9.00	29.48	-0.07	0.08	1.55	18.51	60.69
9.00	40.00	-0.07	0.08	1.55	18.51	60.69
9.45	40.00	-0.02	0.07	0.49	19.23	52.23
10.13	40.00	0.03	0.06	-1.73	18.92	39.27
10.80	40.00	0.07	0.05	-3.91	17.29	26.98
11.48	40.00	0.10	0.05	-5.86	14.51	16.19
12.15	40.00	0.13	0.05	-7.66	10.66	7.63
12.50	40.00	0.15	0.05	-8.57	8.15	4.72
12.83	40.00	0.16	0.04	-9.41	5.82	2.02
13.00	40.00	0.17	0.04	-9.85	4.31	1.49
13.50	40.00	0.19	0.04	-11.13	-0.00	0.00

**Maximální vnitřní síly a deformace:**

Max.deformace piloty = 2,2 mm  
Max.posouvající síla = 156,00 kN  
Maximální moment = 337,00 kNm

**Dimenzace výztuže:**

Vyztužení - 6 ks profil 30,0 mm; krytí 40,0 mm  
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : sloup

Stupeň vyztužení  $\rho = 0,375 \% > 0,105 \% = \rho_{\min}$

Zatížení :  $N_{Ed} = -5152,00$  kN (tlak) ;  $M_{Ed} = 337,00$  kNm  
Únosnost :  $N_{Rd} = -12393,32$  kN;  $M_{Rd} = 811,52$  kNm

**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**

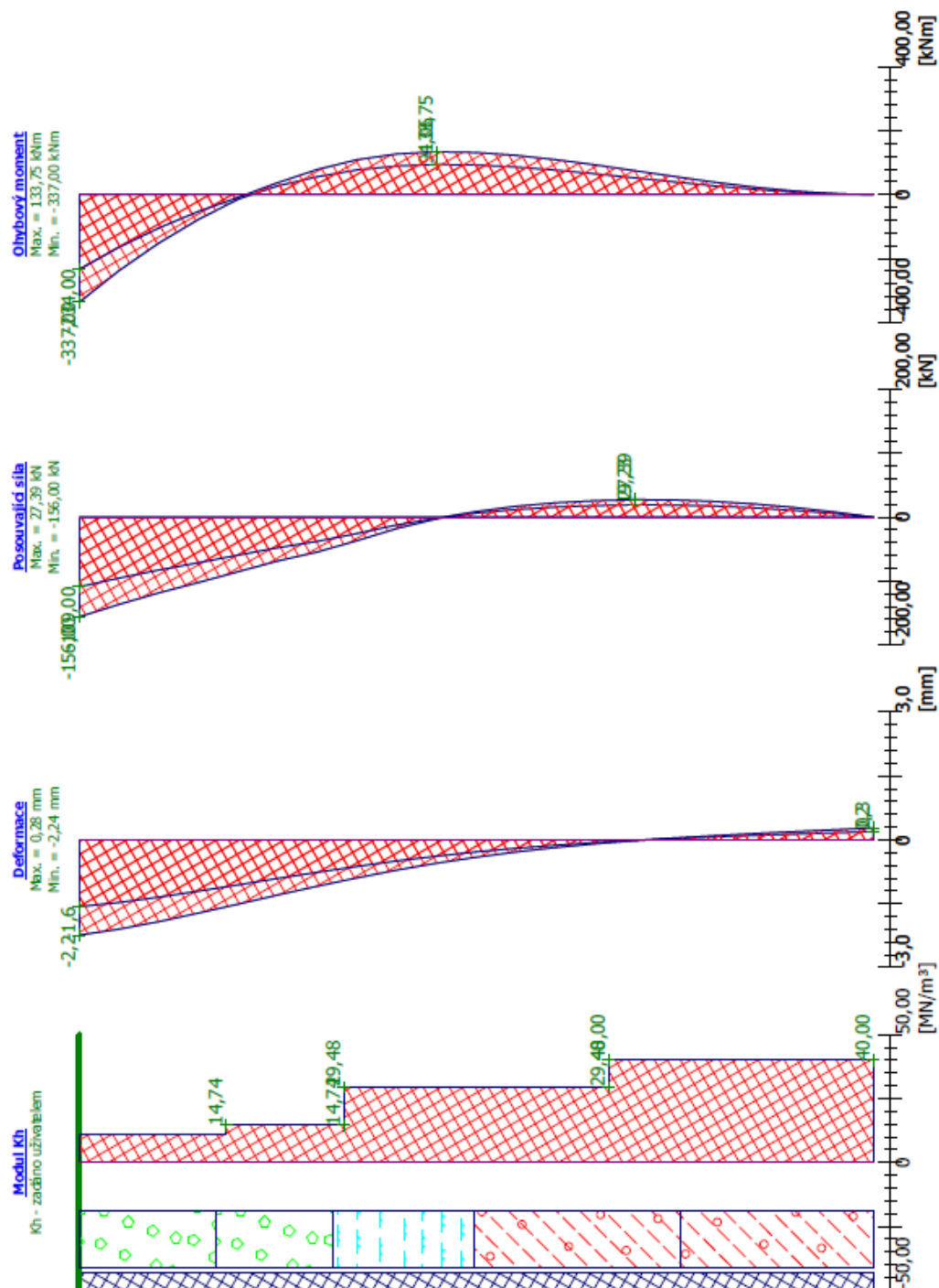


Bc. Zuzana Vávrová

Návrh silničního nadjezdu na MUK Dubeč na SOKP 511

Název: Vod. únosn.

Fáze : 1; Výpočet: 1







## **SEZNAM OBRÁZKŮ**

Obrázek 1: Příčný řez NK.....	4
Obrázek 2: Podélný řez konstrukce.....	5
Obrázek 3: Půdorys konstrukce.....	5
Obrázek 4: Směry působícího zatížení větrem [4].....	11
Obrázek 5: Určení součinitele síly pro mosty cfx,0 [4].....	11
Obrázek 6: Působení příčného větru na nosnou konstrukci.....	12
Obrázek 7: Průběh nerovnoměrné teploty po výšce průřezu [5].....	14
Obrázek 8: Schéma rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů.....	16
Obrázek 9: Rozmístění soupravy LM1 v jednotlivých pruzích [7].....	16
Obrázek 10: Model konstrukce – axonometrie prvních třech polí.....	20
Obrázek 11: Model konstrukce – půdorys celé konstrukce.....	20
Obrázek 12: Model konstrukce v příčném směru.....	20
Obrázek 13: Obálka kroutícího momentu MSÚ - VARIANTA 1.....	22
Obrázek 14: Obálka kroutícího momentu MSÚ - VARIANTA 2.....	22
Obrázek 15: Ohybový moment od vlastní tíhy.....	24
Obrázek 16: Posouvající síla od vlastní tíhy.....	24
Obrázek 17: Kroutící moment od vlastní tíhy.....	24
Obrázek 18: Ohybový moment od ostatního stálého zatížení.....	25
Obrázek 19: Posouvající síla od ostatního stálého zatížení.....	25
Obrázek 20: Kroutící moment od ostatního stálého zatížení.....	25
Obrázek 21: Kroutící moment od příčného větru.....	25
Obrázek 22: Moment od primárního účinku předpětí.....	25
Obrázek 23: Posouvající síla od primárního účinku předpětí.....	25
Obrázek 24: Normálová síla od primárního účinku předpětí.....	26
Obrázek 25: Moment od sekundárního účinku předpětí.....	26
Obrázek 26: Posouvající síla od sekundárního účinku předpětí.....	26
Obrázek 27: Normálová síla od sekundárního účinku předpětí.....	26
Obrázek 28: Kroutící moment od sekundárního účinku předpětí.....	26
Obrázek 29: Moment od nerovnoměrného sedání.....	26
Obrázek 30: Posouvající síla od nerovnoměrného sedání.....	27
Obrázek 31: Kroutící moment od nerovnoměrného sedání.....	27
Obrázek 32: Moment od zatížení dopravou.....	27
Obrázek 33: Posouvající síla od zatížení dopravou.....	27
Obrázek 34: Kroutící moment od zatížení dopravou.....	27





Obrázek 35: Napětí v dolních vláknech od nerovnoměrné teploty .....	28
Obrázek 36: Napětí v horních vláknech od nerovnoměrné teploty .....	28
Obrázek 37: Doporučené hodnoty součinitelů $\psi$ [2] .....	28
Obrázek 38: Přehled kombinací pro MSP [2] .....	29
Obrázek 39: Vývoj součinitele stárání betonu v čase .....	32
Obrázek 40: Napětí v horních vláknech po předepnutí 1. pole .....	33
Obrázek 41: Napětí ve spodních vláknech po předepnutí 1. pole .....	33
Obrázek 42: Napětí v horních vláknech po předepnutí 2. pole .....	33
Obrázek 43: Napětí ve spodních vláknech po předepnutí 2. pole .....	33
Obrázek 44: Napětí v horních vláknech po předepnutí 3. pole .....	34
Obrázek 45: Napětí ve spodních vláknech po předepnutí 3. pole .....	34
Obrázek 46: Napětí v horních vláknech po předepnutí 4. pole .....	34
Obrázek 47: Napětí ve spodních vláknech po předepnutí 4. pole .....	34
Obrázek 48: Napětí v horních vláknech po předepnutí 5. pole .....	35
Obrázek 49: Napětí ve spodních vláknech po předepnutí 5. pole .....	35
Obrázek 50: Napětí v horních vláknech po předepnutí 6. pole .....	35
Obrázek 51: Napětí ve spodních vláknech po předepnutí 6. pole .....	35
Obrázek 52: Napětí v horních vláknech po předepnutí 7. pole .....	36
Obrázek 53: Napětí ve spodních vláknech po předepnutí 7. pole .....	36
Obrázek 54: Napětí v horních vláknech po dopnutí konstrukce .....	36
Obrázek 55: Napětí ve spodních vláknech po dopnutí konstrukce .....	36
Obrázek 56: Napětí v horních vláknech po provedení říms .....	37
Obrázek 57: Napětí ve spodních vláknech po provedení říms .....	37
Obrázek 58: Napětí v horních vláknech po provedení vozovky a svodidel .....	37
Obrázek 59: Napětí ve spodních vláknech po provedení vozovky a svodidel .....	37
Obrázek 60: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace .....	38
Obrázek 61: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace .....	38
Obrázek 62: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace .....	38
Obrázek 63: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace .....	38
Obrázek 64: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, častá kombinace .....	39
Obrázek 65: Napětí ve spodních vláknech na konci životnosti, častá kombinace .....	39
Obrázek 66: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, char. kombinace .....	39
Obrázek 67: Napětí ve spodních vláknech na konci životnosti, char. kombinace .....	39
Obrázek 68: Schéma vyztužení průřezu betonářskou výztuží .....	41
Obrázek 69: Schéma rozmístění ložisek .....	46
Obrázek 70: Uvažovaný souřadný systém na pilíři .....	51



Obrázek 71: Schéma vyztužení běžného pilíře.....	52
Obrázek 72: Schéma vyztužení pilíře s pevným ložiskem.....	54
Obrázek 73: Model založení pilíře P6 - Midas Civil .....	55



## **SEZNAM TABULEK**

Tabulka 1: Použité třídy betonů.....	6
Tabulka 2: Materiálové vlastnosti betonu.....	6
Tabulka 3: Materiálové vlastnosti betonářské výztuže .....	6
Tabulka 4: Určení krycí vrstvy betonářské výztuže NK .....	7
Tabulka 5: Určení krycí vrstvy betonářské výztuže pilířů .....	7
Tabulka 6: Materiálové vlastnosti předpínací výztuže .....	8
Tabulka 7: Určení krycí vrstvy předpínací výztuže .....	8
Tabulka 8: Kontrola generovaného stavu.....	9
Tabulka 9: Plošné ostatní stálé zatížení - vozovkové souvrství .....	9
Tabulka 10: Liniové ostatní stálé zatížení .....	10
Tabulka 11: Výpočet základních charakteristik zatížení větrem.....	10
Tabulka 12: Výpočet sil od větru ve směru x.....	12
Tabulka 13: Výpočet sil od větru ve směru y.....	13
Tabulka 14: Výpočet sil od větru ve směru z.....	13
Tabulka 15: Určení maximálních rozsahů rovnoměrné složky teploty .....	14
Tabulka 16: Výpočet rovnoměrné teploty .....	15
Tabulka 17: Charakteristické hodnoty modelu zatížení LM1 [7] .....	17
Tabulka 18: Hodnoty regulačních součinitelů $\alpha$ pro ČR [7] .....	17
Tabulka 19: Parametry zvláštních vozidel pro dálnice [7] .....	17
Tabulka 20: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM1 .....	18
Tabulka 21: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM3 1800/200 .....	19
Tabulka 22: Výpočet odstředivé síly.....	19
Tabulka 23: Fáze Výstavby.....	21
Tabulka 24: Posouzení průřezu na kroucení - VARIANTA 1.....	23
Tabulka 25: Posouzení průřezu na kroucení - VARIANTA 2.....	23
Tabulka 26: Návrhové hodnoty zatížení STR/GEO [2].....	30
Tabulka 27: Časový vývoj materiálových vlastností betonu.....	32
Tabulka 28: Posouzení omezení napětí pro charakteristickou kombinaci na KŽ .....	40
Tabulka 29: Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu UP.....	42
Tabulka 30: Posouzení MSÚ kombinace M+N - UP .....	42
Tabulka 31: Posouzení MSÚ smyk – UP.....	43
Tabulka 32: Posouzení MSÚ kroucení – UP.....	43
Tabulka 33: Posouzení MSÚ v čase na konci životnosti KŽ .....	44
Tabulka 34: Posouzení MSÚ kombinace M+N – KŽ.....	44



Tabulka 35: Posouzení MSÚ smyk – KŽ .....	45
Tabulka 36: Posouzení MSÚ kroucení – KŽ.....	45
Tabulka 37: Hodnoty reakcí působících na ložiska podpěr O1-P4.....	47
Tabulka 38: Hodnoty reakcí působících na ložiska podpěr P5-O8.....	48
Tabulka 39: Přehled uvažovaných součinitelů zatížení pro výpočet posunů ložisek [12] .....	49
Tabulka 40: Hodnoty posunů od působícího zatížení na ložiska .....	49
Tabulka 41: Výpočet působícího zatížení na pilíř P6 – MAX.....	51
Tabulka 42: Výpočet působícího zatížení na pilíř P6 – MIN .....	51
Tabulka 43: Posouzení pilíře P6 min - MSÚ, MSP .....	52
Tabulka 44: Výpočet působícího zatížení na pilíř P4 – MAX.....	53
Tabulka 45: Výpočet působícího zatížení na pilíř P4 – MIN .....	53
Tabulka 46: Posouzení pilíře P4 min - MSÚ, MSP .....	54



## **Závěr**

Předmětem této práce byl návrh a posouzení nosné konstrukce nového silničního mostu včetně založení.

Cílem bylo prověřit dvě varianty konstrukčního uspořádání mostu, z nichž byla vybrána varianta č. 2, kde je nosná konstrukce podepřena dvěma ložisky na opěrách a na dvou mezilehlých pilířích z důvodu snížení kroutícího momentu nad podporami.

Po vybrání varianty a určení zatížení, které na most působí, byla navržena předpínací a betonářská výztuž. Následovalo posouzení konstrukce, která vyhověla na mezní stav únosnosti i použitelnosti ve všech rozhodujících časech a průřezích. Po návrhu nosné konstrukce mostu byly určeny síly a posuny působící na ložiska a následně došlo k návrhu a posouzení založení mostu.

Součástí práce je technická zpráva i výkresová dokumentace.

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## DIPLOMOVÁ PRÁCE

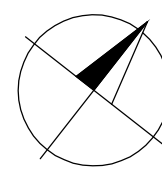
**Návrh silničního nadjezdu na MÚK Dubeč na SOKP 511**

The design of bridge overpass on Prague Highway bypass, part 511







### **C. Výkresová dokumentace**

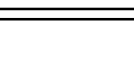
**Bc. Zuzana Vávrová**





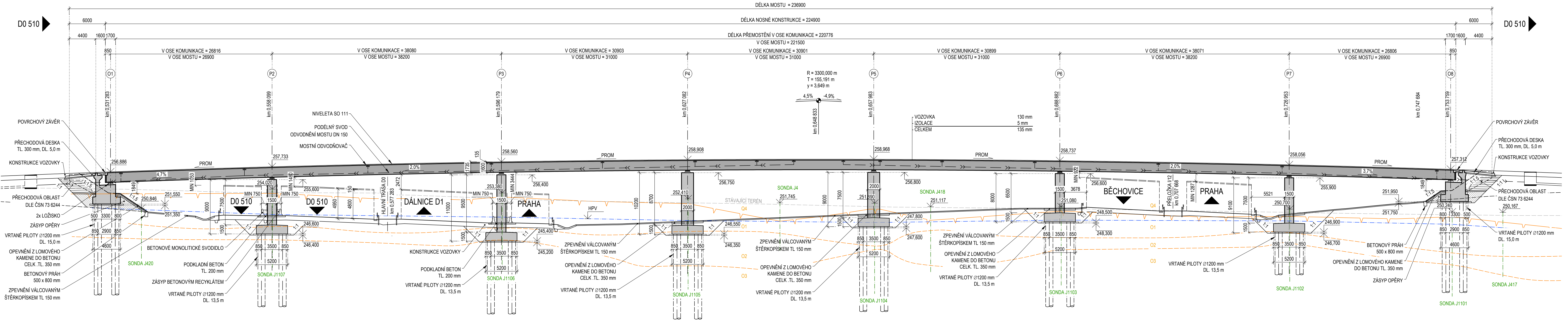
## LEGENDA

- |   |                             |   |                             |
|---|-----------------------------|---|-----------------------------|
|    | HRANICE KATASTRÁLNÍHO ÚZEMÍ |   | VŠESMĚRNÉ POSUVNÉ LOŽIŠKO   |
|  | HRANICE PARCEL              |  | JEDNOSMĚRNÉ POSUVNÉ LOŽIŠKO |
|  | VRSTEVNICE - HLAVNÍ         |  | PEVNÉ LOŽIŠKO               |
|  | VRSTEVNICE - ZÁKLADNÍ       |  | GEOLOGICKÁ SONDA            |
|  | ZAMĚŘENÍ - STÁVAJÍCÍ STAV   |  |                             |

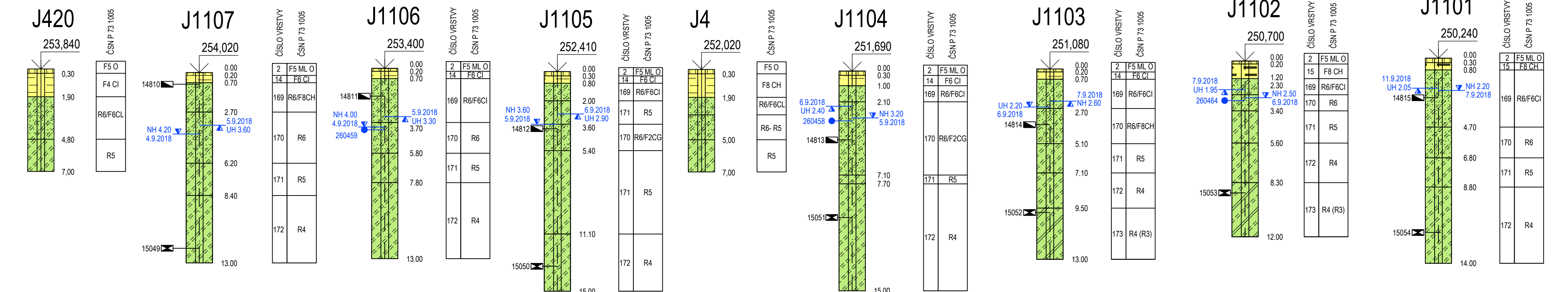
<h1 style="margin: 0;">NÁVRH SILNIČNÍHO NADJEZDU NA MÚK DUBEČ NA SOKP 511</h1>			
<h2 style="margin: 0;">DIPLOMOVÁ PRÁCE</h2>			
	<b>FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE</b> <b>K13 - KATEDRA BETONOVÝCH A ŽELEZNÝCH KONSTRUKCÍ</b>		<b>Ročník</b> Datum
	<b>Vypracovala</b> Vedoucí práce		<b>Šestý</b> 1/2020
	Bc. Zuzana Vávrová Doc. Ing. Lukáš Vrablík, PhD.		<b>Počet formátů</b> Měřítko
<b>Obsah</b>		Příloha	
<b>PŮDORYS</b>		<b>C.1</b>	
Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice			



PODÉLNÝ ŘEZ  
M 1 : 250



POPIS GEOLOGICKÝCH SOND



VYMEZENÍ GEOTECHNICKÝCH TYPŮ

Označení GT typu	Geneze	Zatřídění	Popis
Q4	Kvartér	F4CS, F3MS, F1CG, F6CI	Svahové (deluviální) hlíny, jílly se střední plasticitou, jílly písčité s úlomky a střípky podložních hornin
O1	Ordovik	R6 ( $\sigma_c = 0,5 - 1,5 \text{ MPa}$ )	Břidlice jílovitá, místy prachovitá (jílovce, prachovce), zcela zvětralá, extrémně nízké pevnosti, charakteru pevného až tvrdého jílu s úlomky horniny
O2	Ordovik	R5 ( $\sigma_c = 1,5 - 5 \text{ MPa}$ )	Břidlice jílovitá, místy prachovitá (jílovce, prachovce), velmi zvětralá, velmi nízké pevnosti, horninu lze skrátat
O3	Ordovik	R4 ( $\sigma_c = 5 - 15 \text{ MPa}$ ) R3 ( $\sigma_c = 5 - 50 \text{ MPa}$ )	Břidlice jílovitá, místy prachovitá (jílovce, prachovce), velmi zvětralá, nízké místy až střední pevnosti, horninu lze lehce místy až těžce rozbít kladivem

VÝZNAMY A ZASTOUPENÍ ŠRAF U JEDNOTLIVÝCH GEOTYPŮ

- ORDOVIK O

2 - HUMÓZNÍ VRSTVA

14 - JÍL SE STŘEDNÍ PLASTICITOU

169 - BŘIDLICE PRACHOVITÁ ELUVIUM

170 - BŘIDLICE PRACHOVITÁ ZCELA ZVĚTRALÁ
- KVARTÉR Q
- 171 - BŘIDLICE PRACHOVITÁ VELMI ZVĚTRALÁ
- 172 - BŘIDLICE PRACHOVITÁ MÍRNĚ ZVĚTRALÁ
- 173 - BŘIDLICE PRACHOVITÁ SLABĚ ZVĚTRALÁ

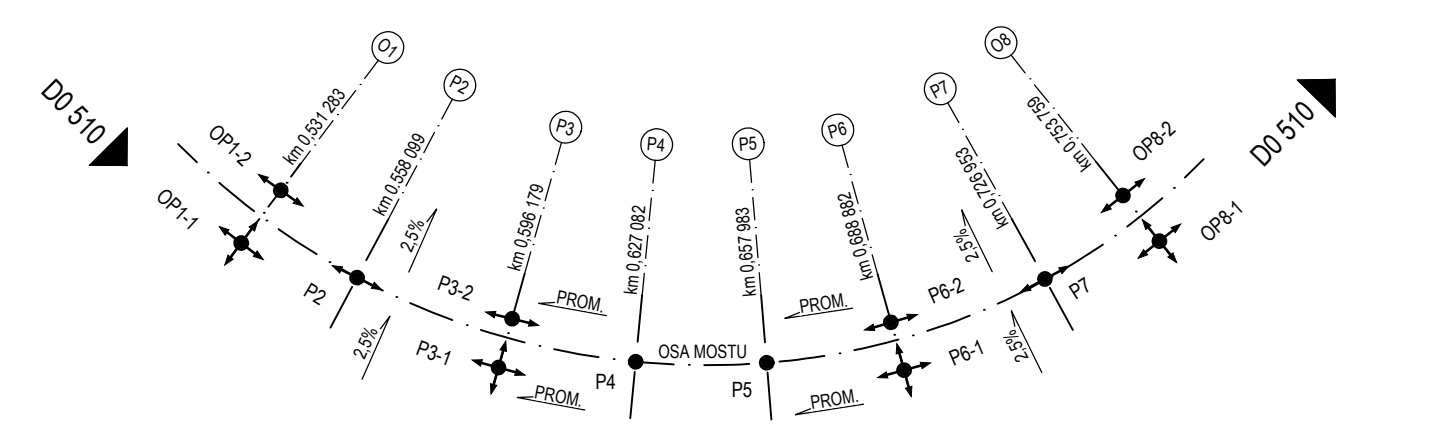
LEGENDA

- ROZHRANÍ VRSTEV OVĚŘENÉ
- ROZHRANÍ VRSTEV PŘEDPOKLÁDANÉ
- PŘEDKVARTÉRNÍ SKALNÍ PODKLAD (BÁZE KVARTÉRU)
- HLADINA PODZEMNÍ VODY

SONDA NEBO VRT:


- JMÉNO SONDY
- NADMOŘSKÁ VÝŠKA
- NEPORUŠENÝ VZOREK ZEMINY
- PORUŠENÝ VZOREK ZEMINY
- HLADINA PODZEMNÍ VODY USTÁLENÁ
- VZOREK VODY
- HLADINA PODZEMNÍ VODY NARÁŽENÁ

SCHÉMA LOŽISEK:



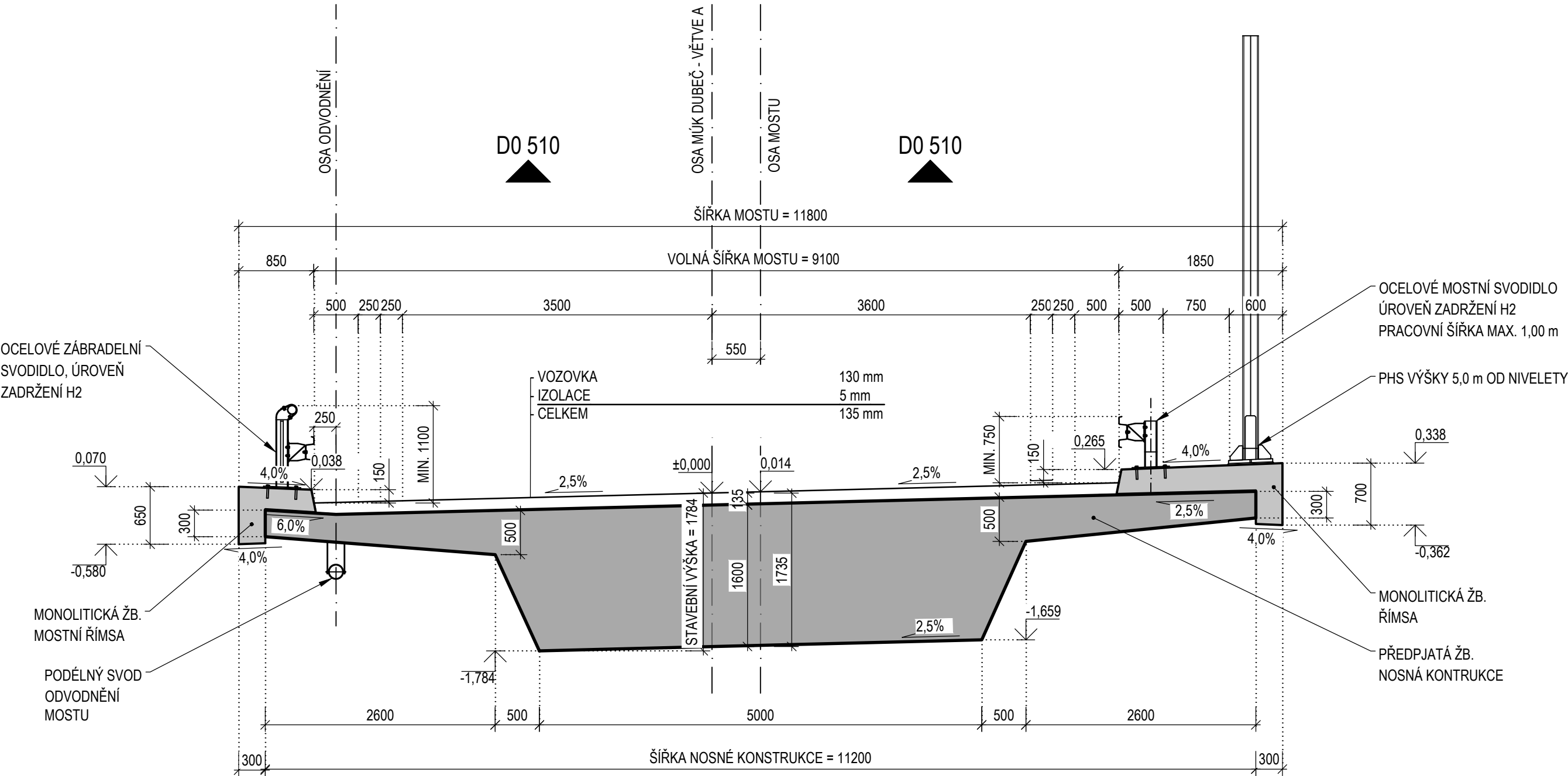
NÁVRH SILNIČNÍHO NADJEZDU NA MÚK DUBEČ NA SOKP 511

DIPLOMOVÁ PRÁCE

	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ		Ročník	Šestý
			Datum	1/2020
	Vypracovala	Bc. Zuzana Vávrová	Počet formátů	12 x A4
	Vedoucí práce	Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.	Měřítko	1 : 250
	Obsah		Příloha	C.2
PODÉLNÝ ŘEZ				
Thákurova 7/2077 66 29 Praha 6 Dejvice				




VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ  
M 1 : 50

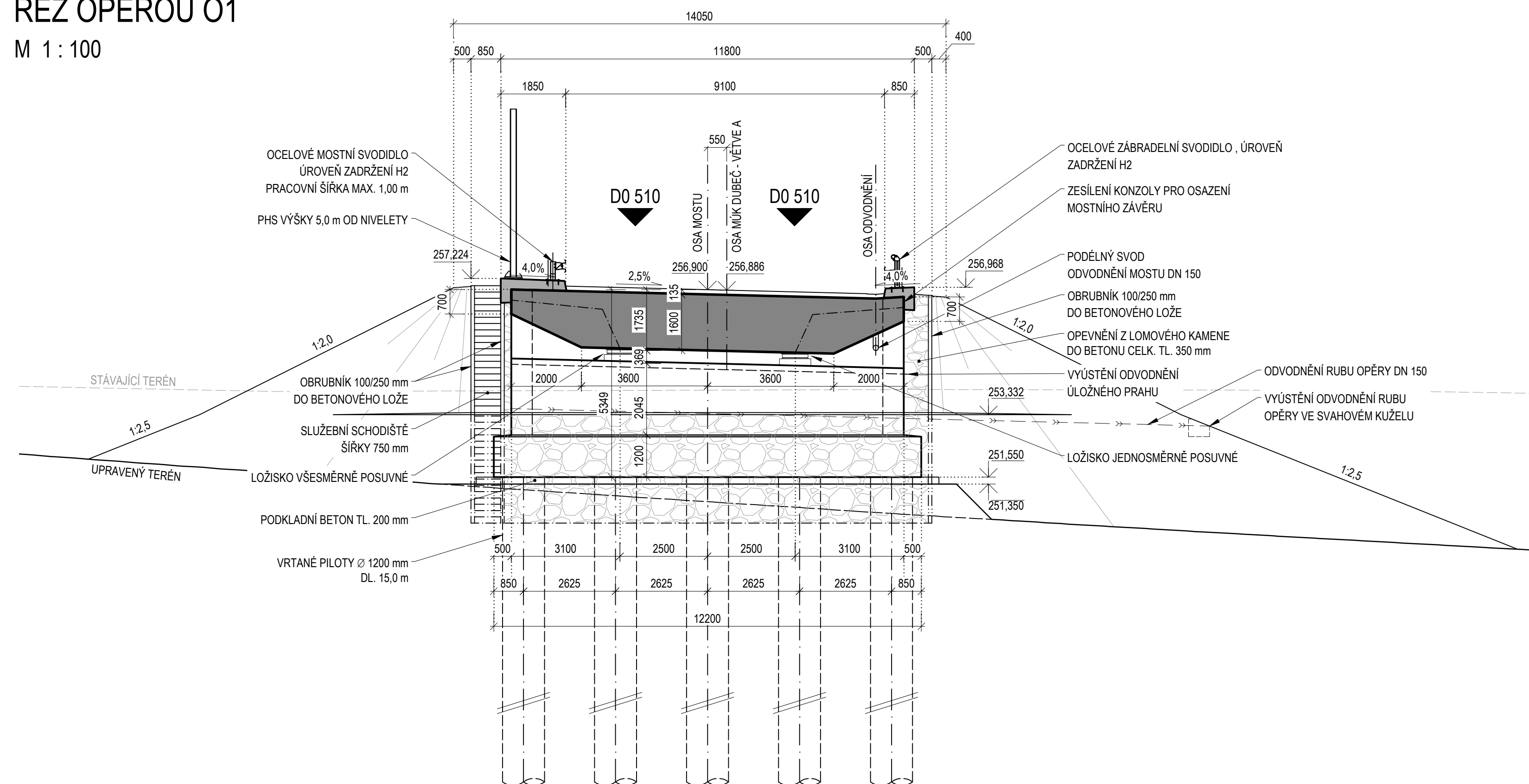


NÁVRH SILNIČNÍHO NADJEZDU NA MÚK DUBEČ NA SOKP 511

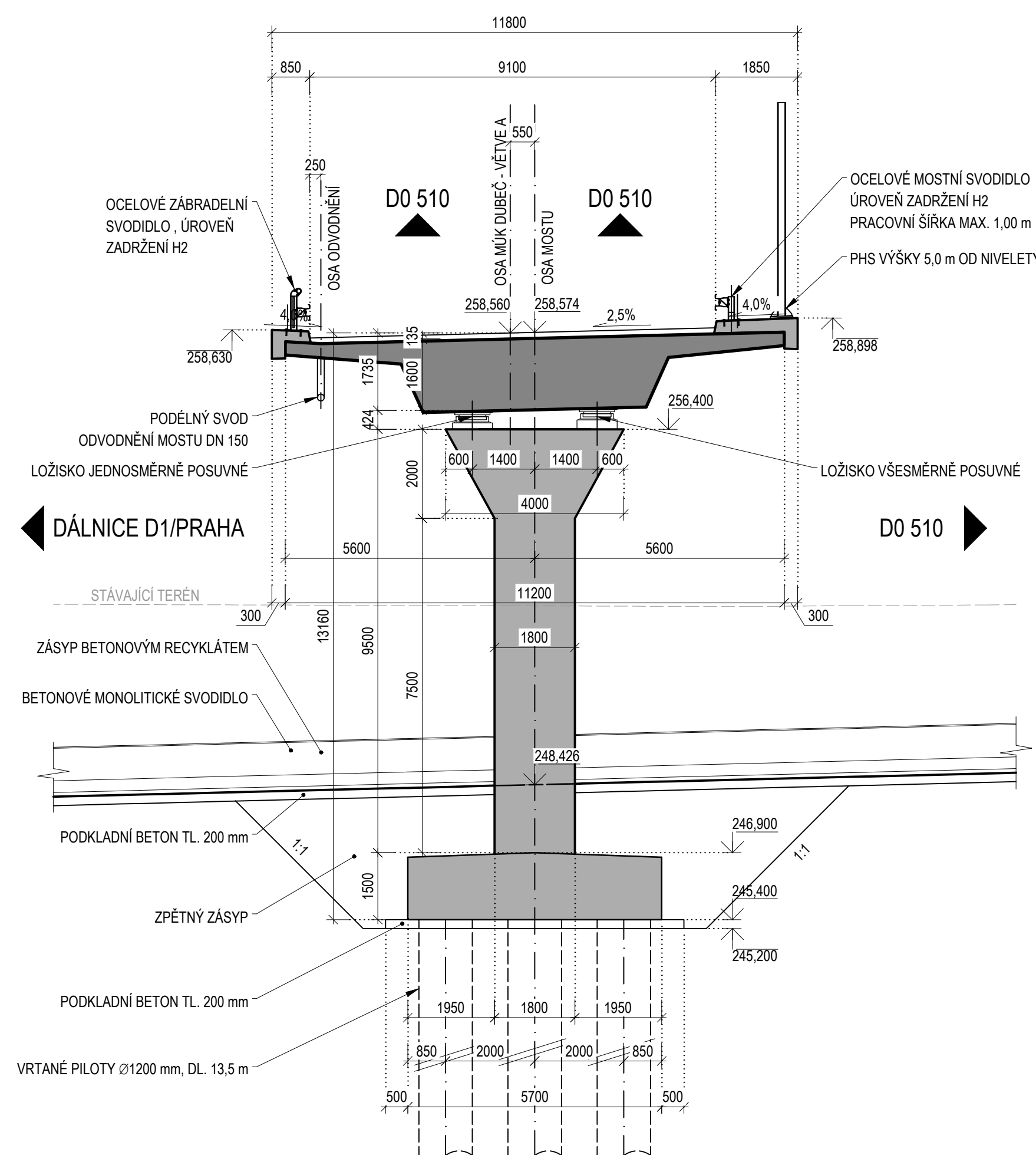
DIPLOMOVÁ PRÁCE

	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ		Ročník	Šestý
			Datum	1/2020
	Vypracovala	Bc. Zuzana Vávrová	Počet formátů	3 x A4
	Vedoucí práce	Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.	Měřítko	1 : 50
Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice	Obsah  <b>VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ</b>		Příloha  <b>C.3</b>	

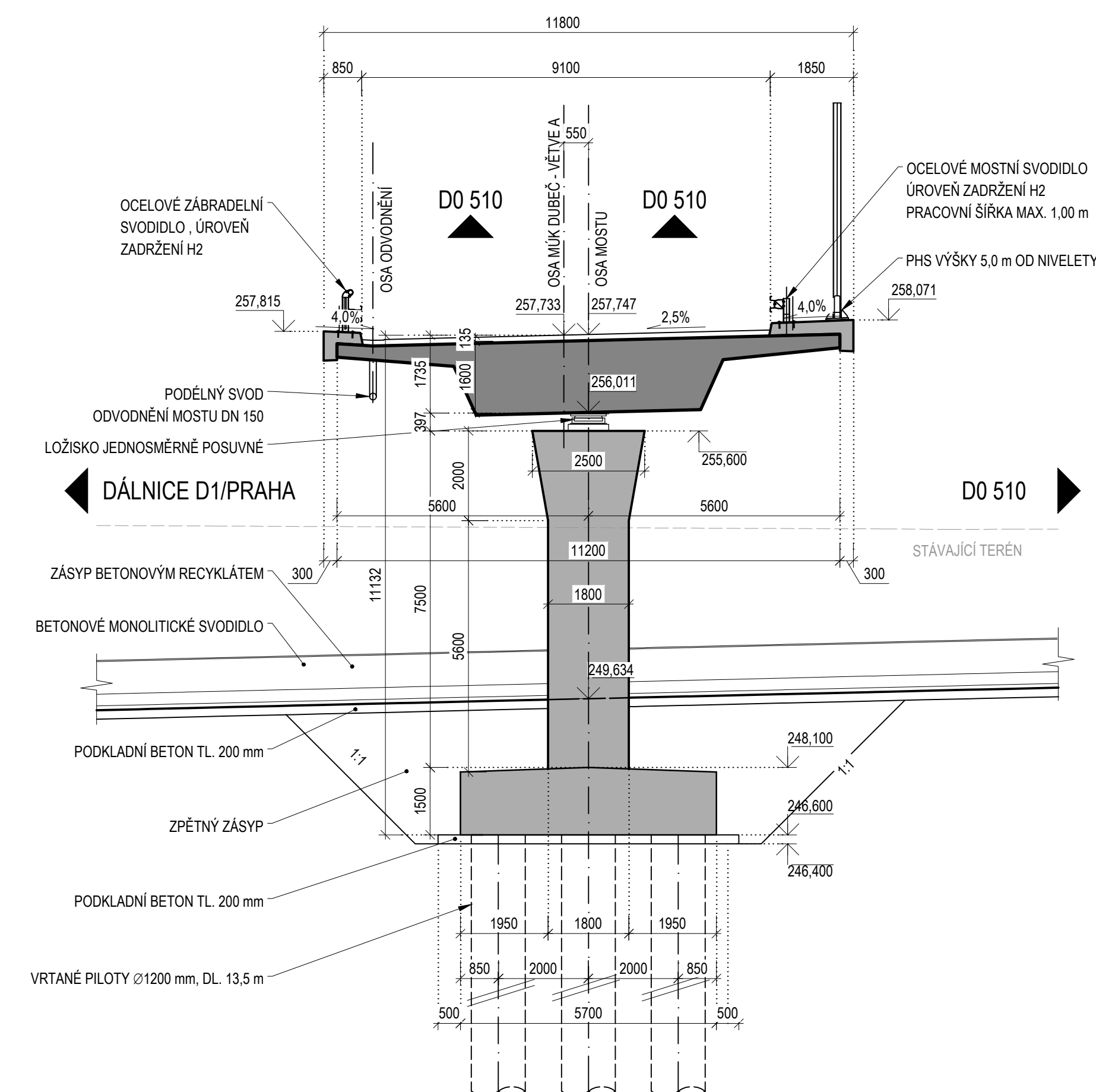
M 1 : 100



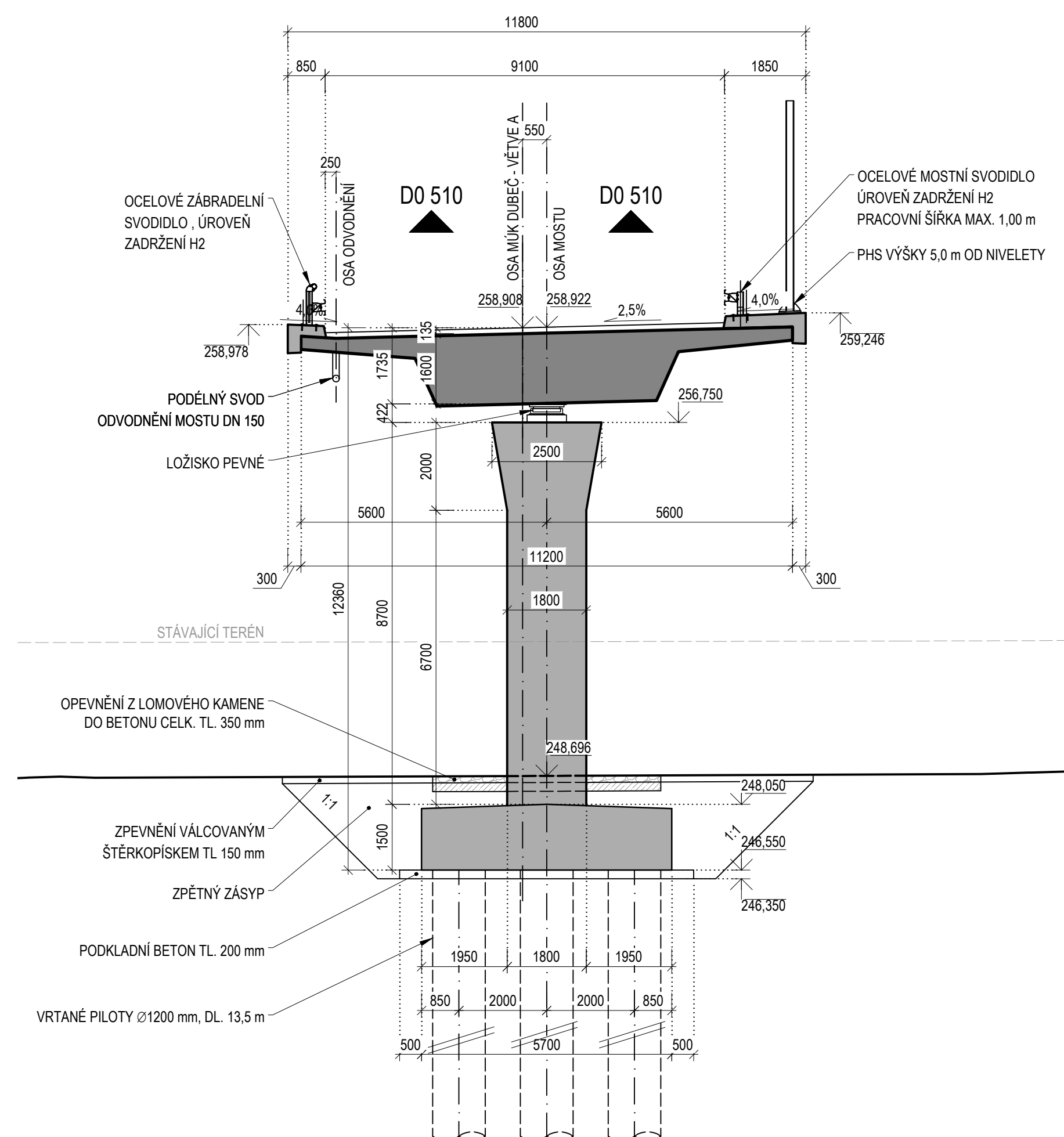
M 1 : 100




M 1 : 100



M 1 : 100



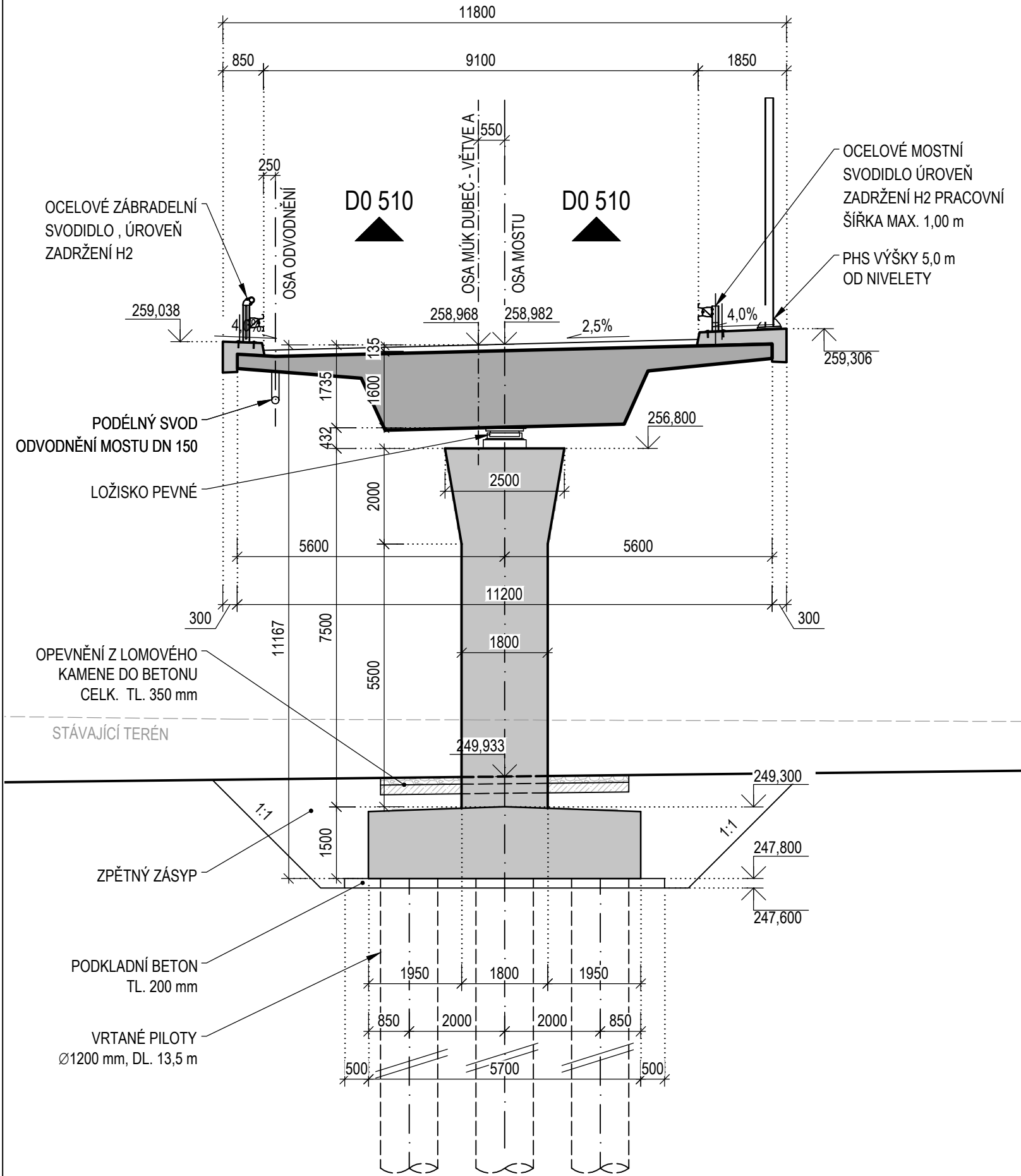
NÁVRH SILNIČNÍHO NADJEZDU NA MÚK DUBEČ NA SOKP 511				
DIPLOMOVÁ PRÁCE				
	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ŽDĚNÝCH KONSTRUKCÍ		Ročník	Šestý
			Datum	1/2020
	Vypracovala	Bc. Zuzana Vávrová	Počet formátů	8 x A4
	Vedoucí práce	Doc. Ing. Lukáš Vráblik, PhD.	Měřítko	1 : 100
Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice	Obsah  PŘÍČNÉ ŘEZY - O1, P2, P3, P4		Příloha	C.4.1



PŘÍČNÉ ŘEZY NAD PODPORAMI - P5, P6, P7, O8

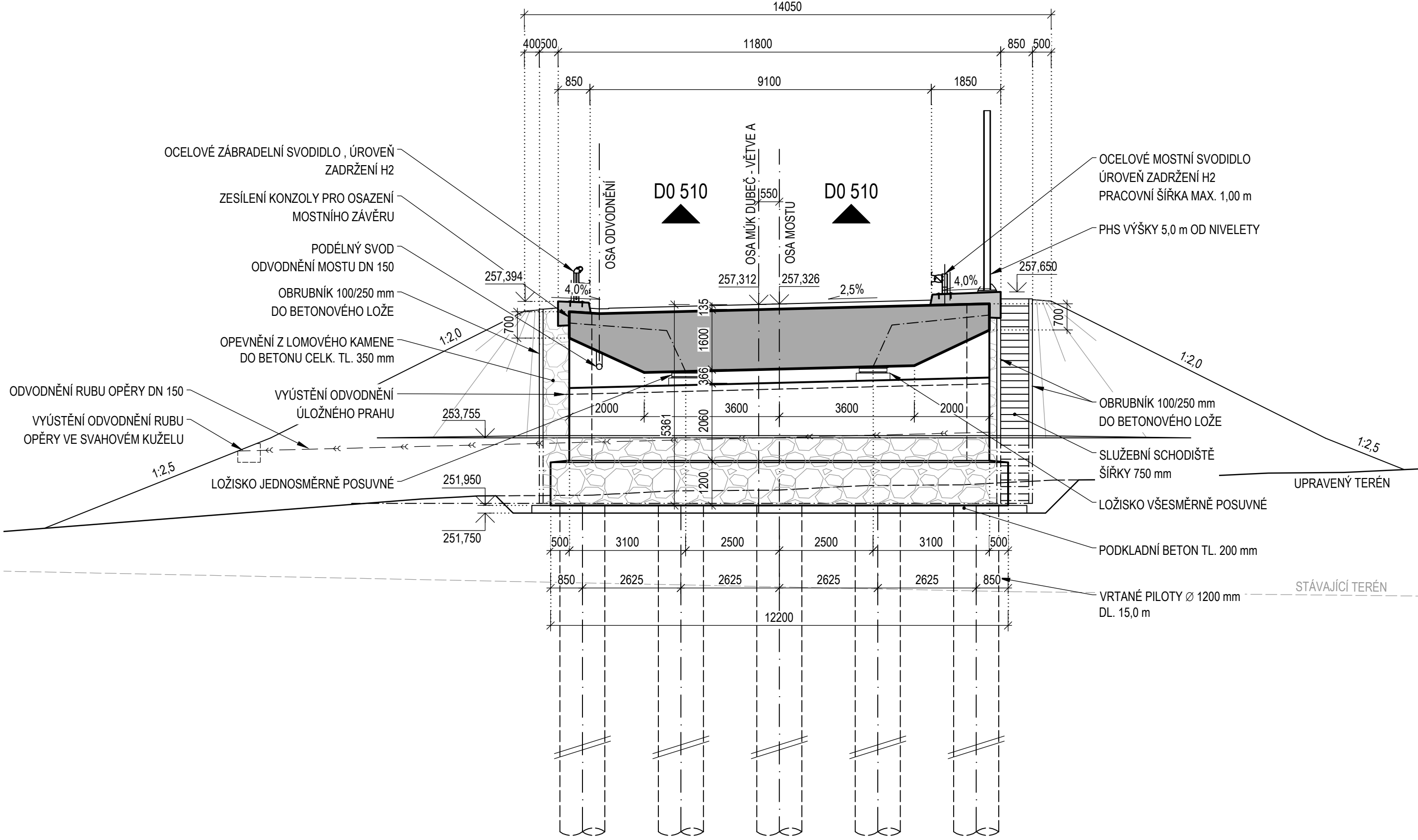
PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P5

M 1 : 100



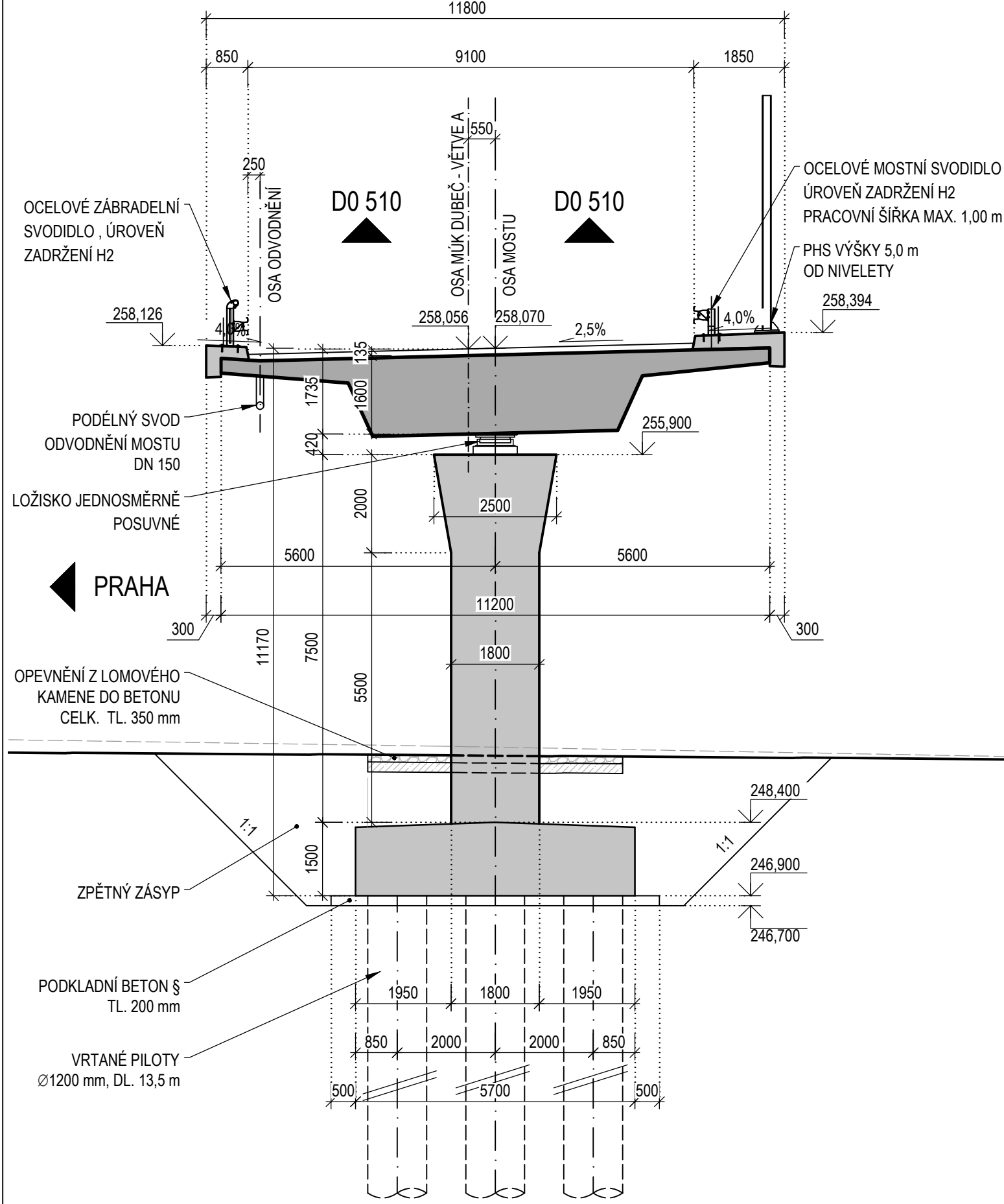
PŘÍČNÝ ŘEZ OPĚROU O8

M 1 : 100



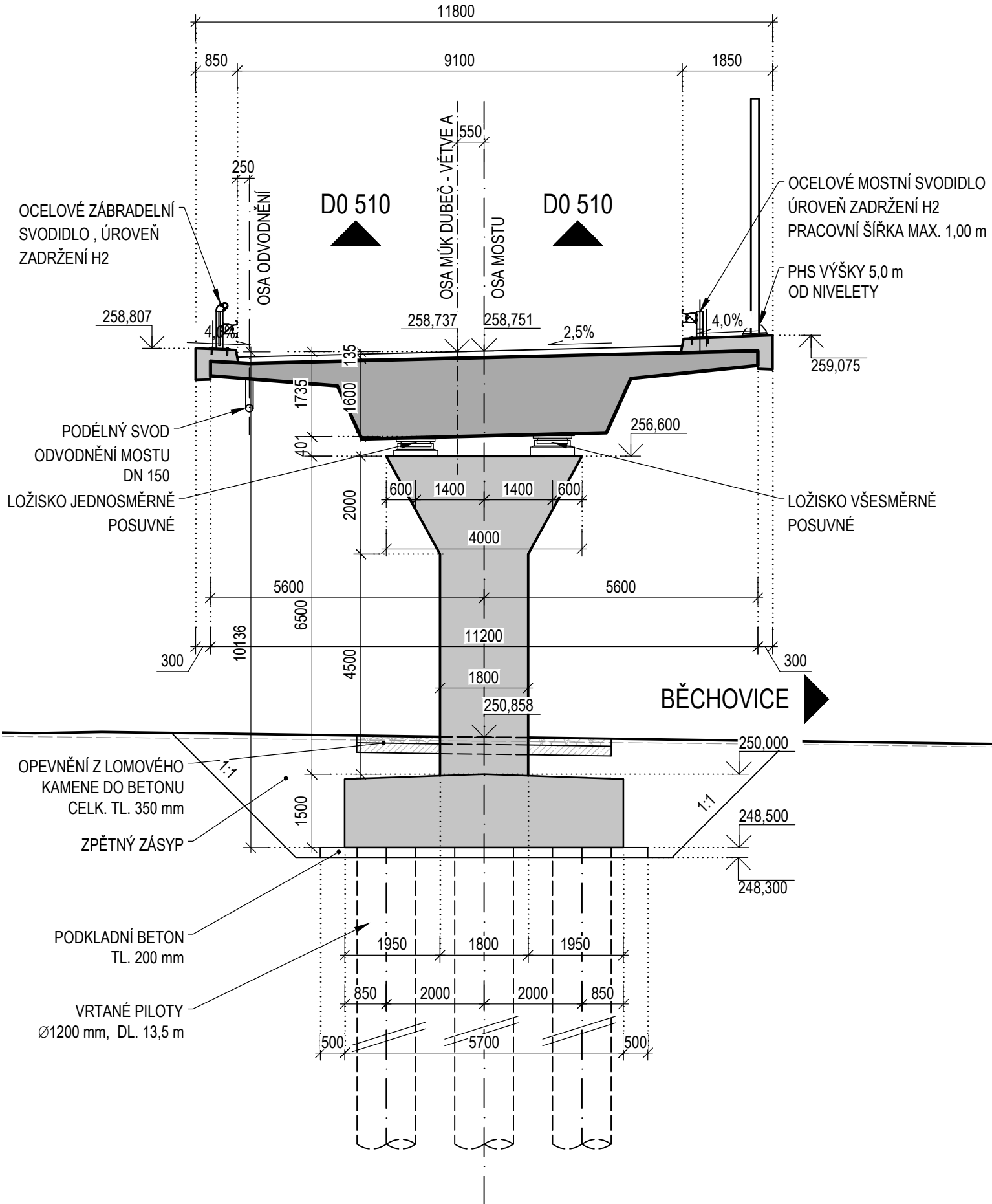
PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P7

M 1 : 100



PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P6

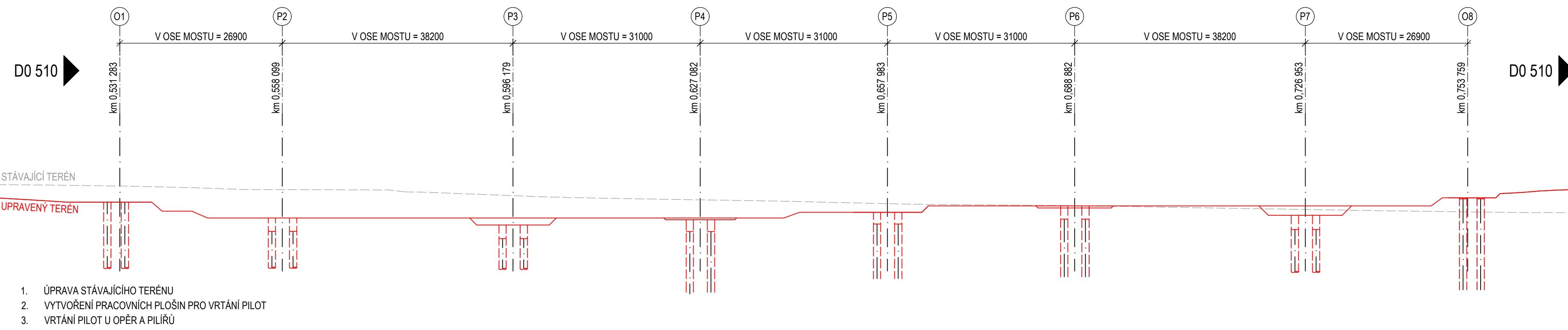
M 1 : 100



NÁVRH SILNIČNÍHO NADJEZDU NA MÚK DUBEČ NA SOKP 511				
DIPLOMOVÁ PRÁCE				
	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ		Ročník	Šestý
			Datum	1/2020
	Vypracovala	Bc. Zuzana Vávrová	Počet formátů	6 x A4
	Vedoucí práce	Doc. Ing. Lukáš Vráblik, PhD.	Měřítko	1 : 100
Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice	Obsah <b>PŘÍČNÉ ŘEZY - P5, P6, P7, O8</b>		Příloha <b>C.4.2</b>	

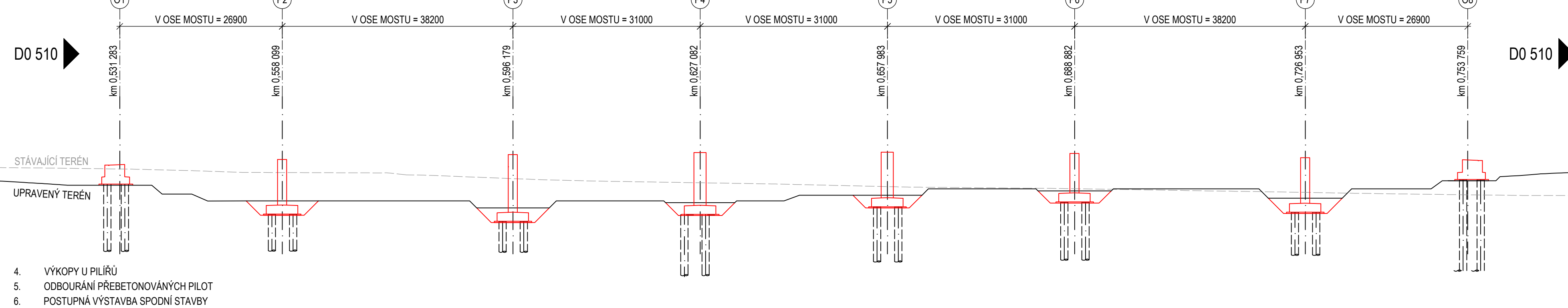
POSTUP VÝSTAVBY  
M 1 : 500

ETAPA 1



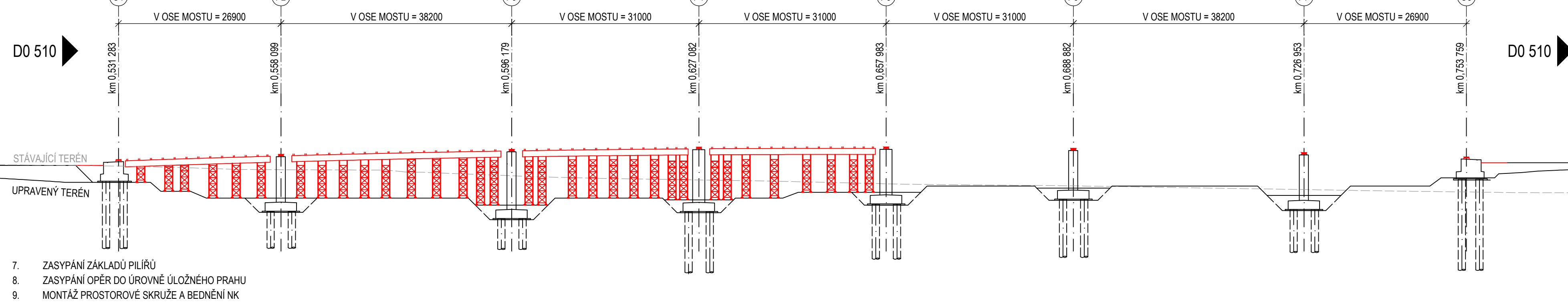
1. ÚPRAVA STÁVAJÍCÍHO TERÉNU
2. VYTVOŘENÍ PRACOVNÍCH PLOŠIN PRO VRTÁNÍ PILOT
3. VRTÁNÍ PILOT U OPĚR A PILÍŘŮ

ETAPA 2



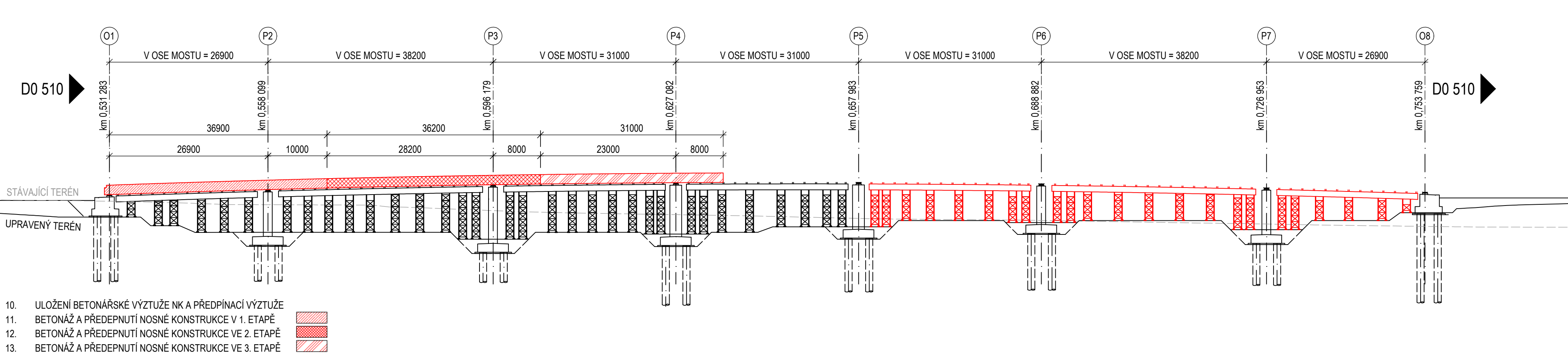
4. VÝKOPY U PILÍŘŮ
5. ODBOURÁNÍ PŘEBETONOVANÝCH PILOT
6. POSTUPNÁ VÝSTAVBA SPODNÍ STAVBY

ETAPA 3



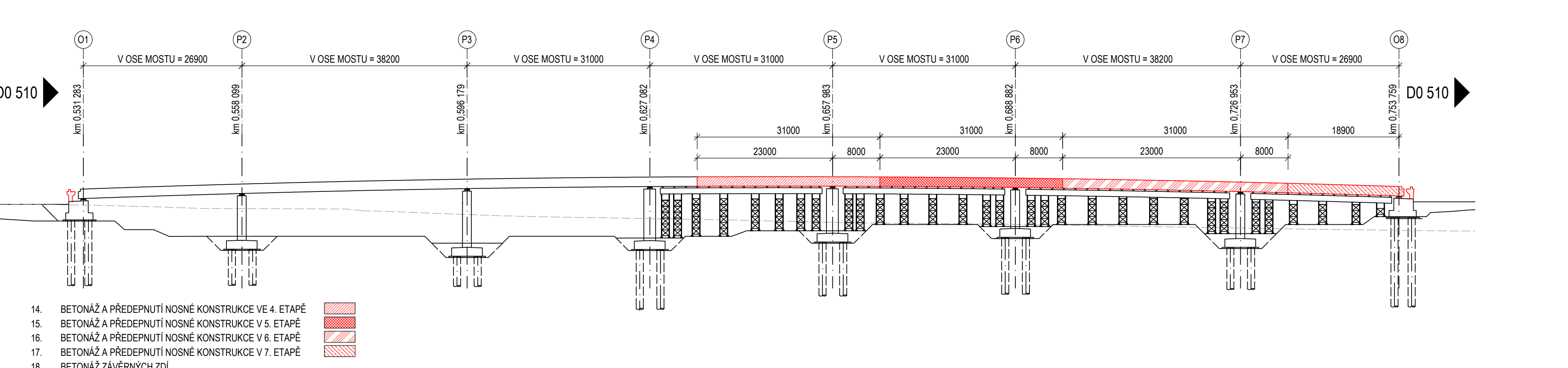
7. ZASYPÁNÍ ZÁKLADŮ PILÍŘŮ
8. ZASYPÁNÍ OPĚR DO ÚROVNĚ ULOŽNÉHO PRAHU
9. MONTÁŽ PROSTOROVÉ SKRUŽE A BEDNĚNÍ NK

ETAPA 4



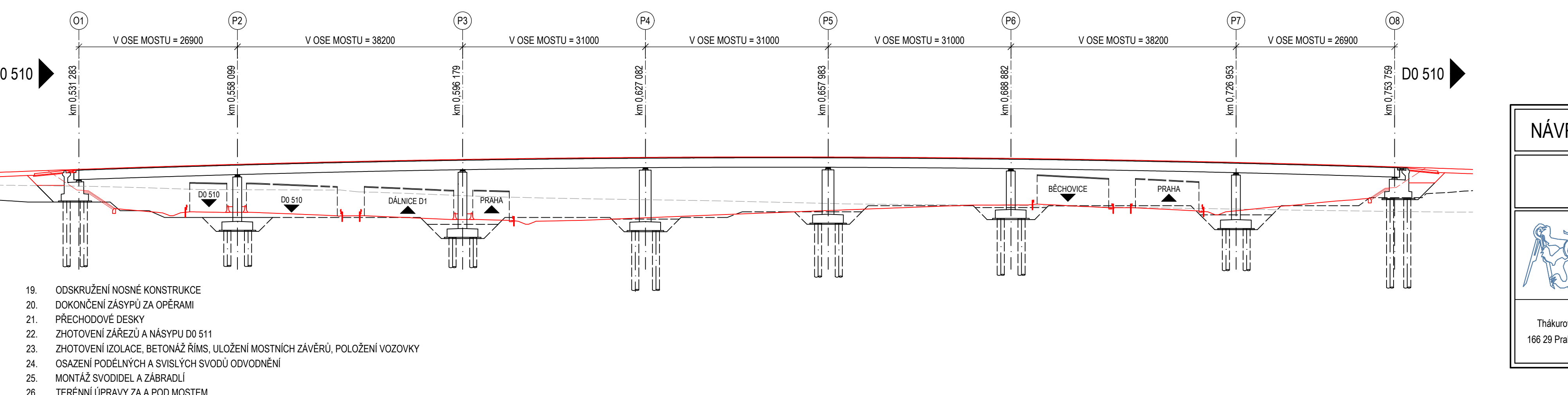
10. ULOŽENÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE NK A PŘEDPÍNAČI VÝZTUŽE
11. BETONÁŽ A PŘEDPÍNAČI NOSNÉ KONSTRUKCE V 1. ETAPĚ
12. BETONÁŽ A PŘEDPÍNAČI NOSNÉ KONSTRUKCE VE 2. ETAPĚ
13. BETONÁŽ A PŘEDPÍNAČI NOSNÉ KONSTRUKCE VE 3. ETAPĚ

ETAPA 5



14. BETONÁŽ A PŘEDPÍNAČI NOSNÉ KONSTRUKCE VE 4. ETAPĚ
15. BETONÁŽ A PŘEDPÍNAČI NOSNÉ KONSTRUKCE V 5. ETAPĚ
16. BETONÁŽ A PŘEDPÍNAČI NOSNÉ KONSTRUKCE V 6. ETAPĚ
17. BETONÁŽ A PŘEDPÍNAČI NOSNÉ KONSTRUKCE V 7. ETAPĚ
18. BETONÁŽ ZÁVĚRNÝCH ZDI

ETAPA 6



19. ODSKRUŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE
20. DOKONČENÍ ZÁSPŮ ZA OPĚRAMI
21. PŘECHODOVÉ DESKY
22. ZHOTOVENÍ ZÁŘEZŮ A NÁSPYU D0 511
23. ZHOTOVENÍ IZOLACE, BETONÁŽ ŘÍMS, ULOŽENÍ MOSTNÍCH ZÁVĚRŮ, POLOŽENÍ VOZOVKY
24. OSAZENÍ PODÉLNÝCH A SVISLÝCH SVODŮ ODVODNĚNÍ
25. MONTÁŽ SVODIDEL A ZÁBRADLÍ
26. TERÉNNÍ ÚPRAVY ZA A POD MOSTEM

NÁVRH SILNIČNÍHO NADJEZDU NA MÚK DUBEČ NA SOKP 511

DIPLOMOVÁ PRÁCE

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE  
K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Ročník  
Datum

Šestý  
1/2020

Vypracovala  
Vedoucí práce

Bc. Zuzana Vávrová  
Doc. Ing. Lukáš Vráblik, PhD.

Počet formátů  
Měřítka

12 x A4  
1 : 500

Obsah

Thákurova 7/2077  
166 29 Praha 6 Dejvice

POSTUP VÝSTAVBY

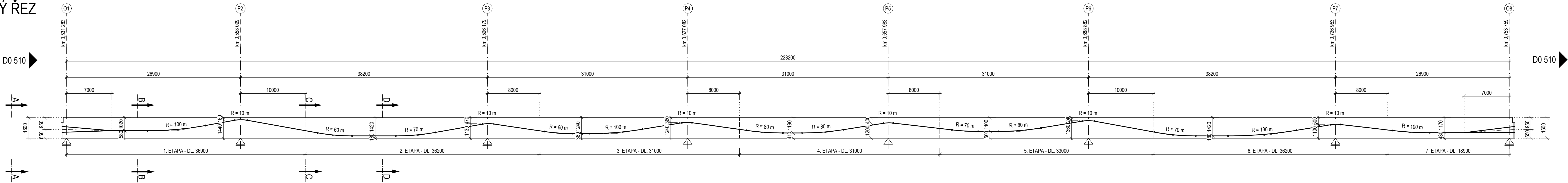
Příloha  
C.5



SCHÉMA VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

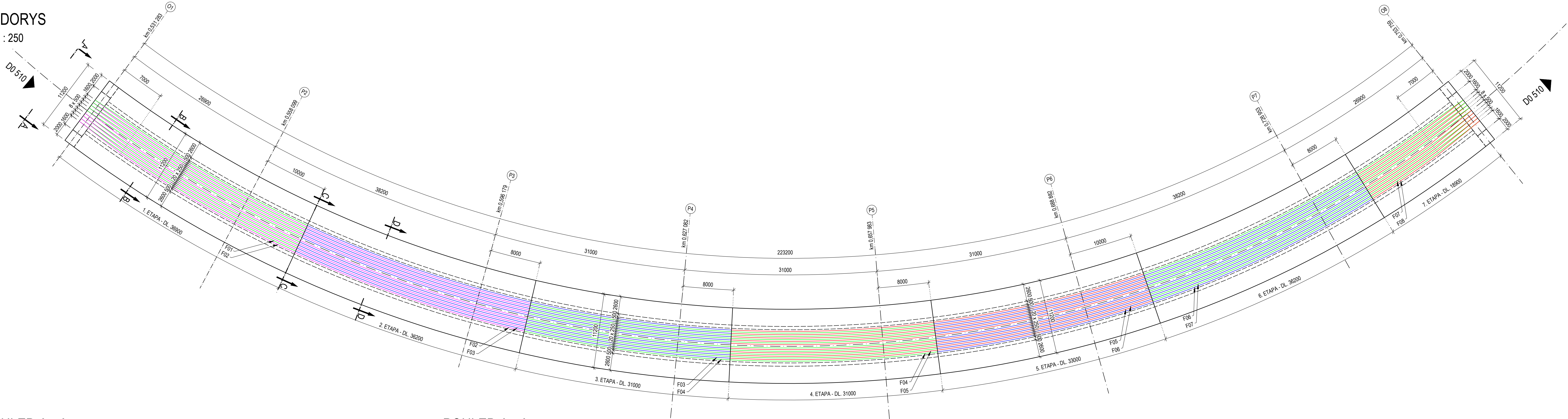
PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:250



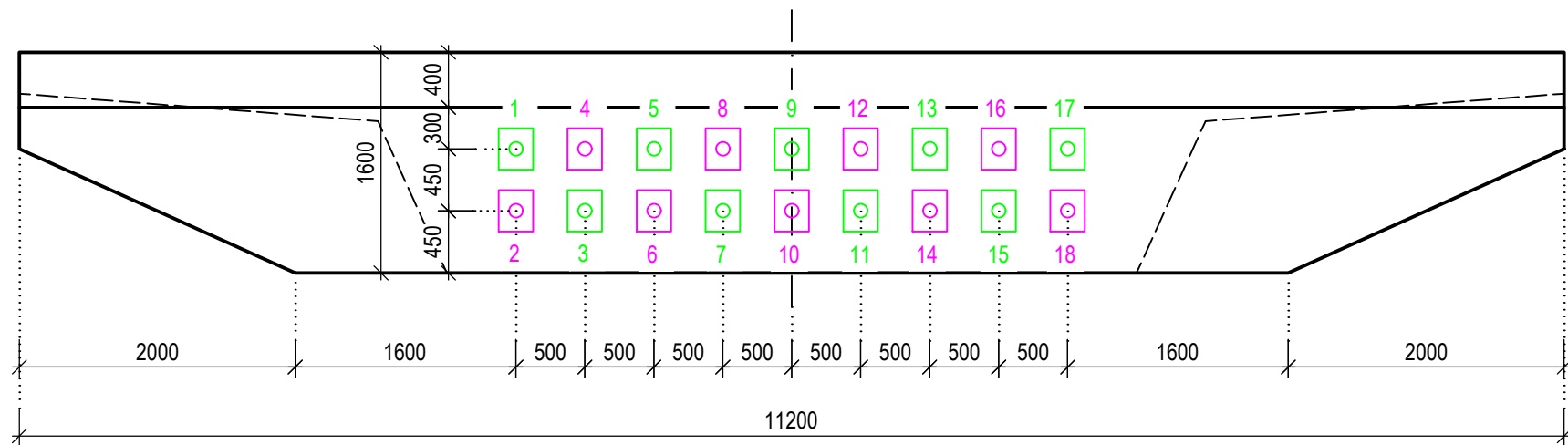
PŮDORYS

M 1:250



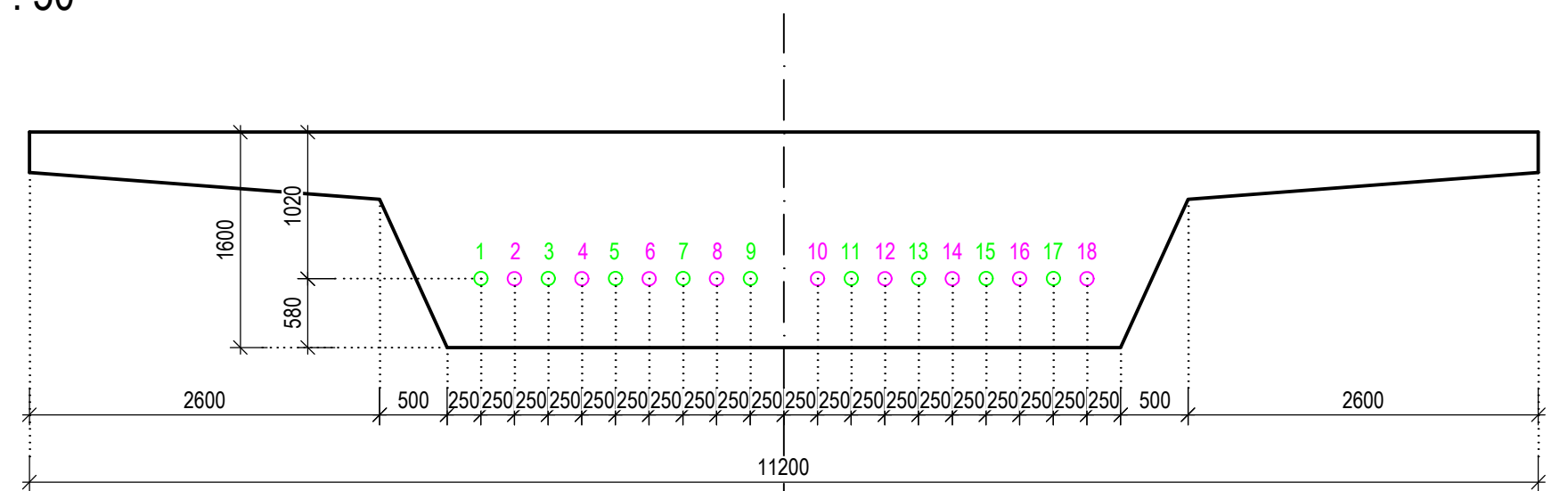
POHLED A - A

M 1:50



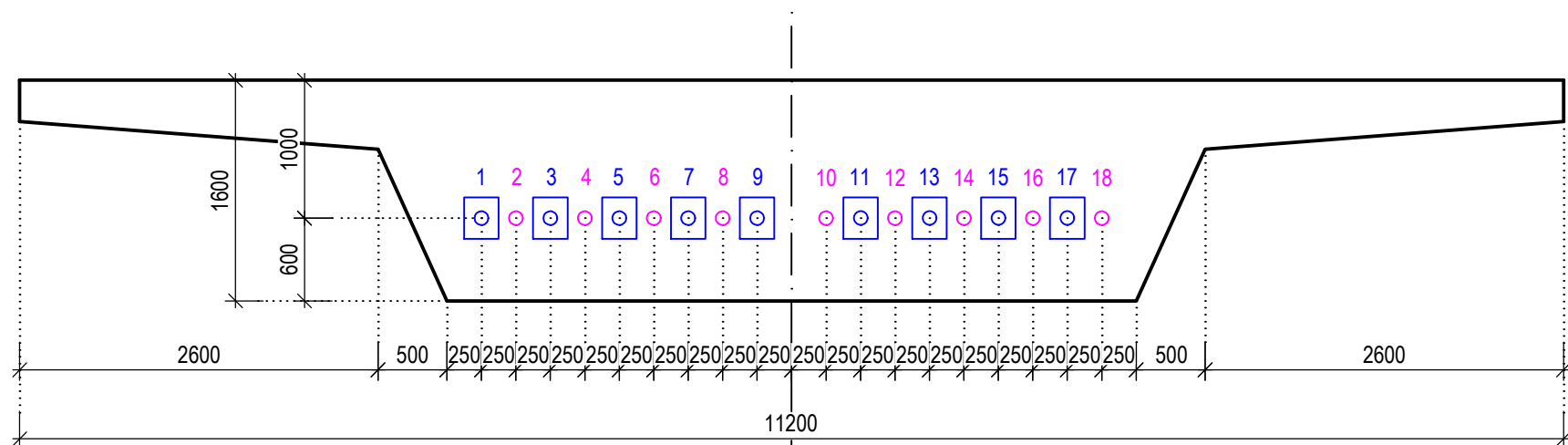
ŘEZ B-B

M 1:50



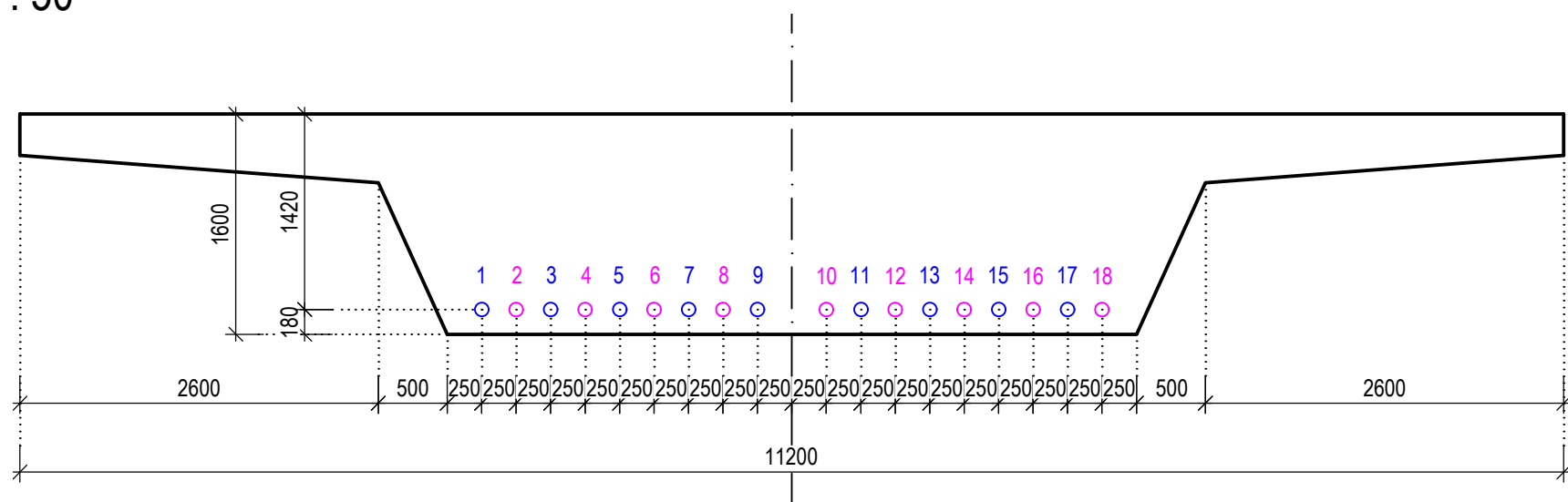
POHLED A - A

M 1:50



ŘEZ D-D

M 1:50



SPECIFIKACE BETONU:

KONSTRUKCE C35/45 - XC4, XF2, XD3

SPECIFIKACE PŘEDPÍNACÍ OCELI:

KONSTRUKCE Y1860S7 - 15,7 - A

VÝKAZ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

POČET KABELŮ	18	[KS]
POČET KOTEV	144	[KS]
POČET LAN V KABELU	19	[KS]
DÉLKA KABELU	228,18	[m]
CELKOVÁ DÉLKA LAN	78036,94	[m]
HMOTNOST LANA	1,18	[kg/m]
CELKOVÁ HMOTNOST LANA	92083,59	[kg]

LEGENDA:

- KOTVENÝ PRVEK
- PRŮBĚŽNÝ PRVEK
- F01-F08 FÁZE PŘEDEPNUTÍ KABELŮ

NÁVRH SILNIČNÍHO NADJEZDU NA MÚK DUBEČ NA SOKP 511

DIPLOMOVÁ PRÁCE



FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE  
K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Rodník  
Datum  
Počet formátů  
Měřítko

Thákurova 7/2077  
166 29 Praha 6 Dejvice

Vypracovala  
Vedoucí práce  
Obsah

Bc. Zuzana Vávrová  
Doc. Ing. Lukáš Vráblik, PhD.

Šestý  
1/2020  
12 x A4  
1:250/50

SCHÉMA VEDENÍ PŘEDP. VÝZTUŽE

C.6